



TITLE:

プレキャストアーチカルバートを含む盛土の耐震性に関する基礎的研究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

黄, 再弘

---

CITATION:

黄, 再弘. プレキャストアーチカルバートを含む盛土の耐震性に関する基礎的研究. 京都大学, 2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14048>

RIGHT:

プレキャストアーチカルバートを含む盛土の  
耐震性に関する基礎的研究

2008 年 5 月

黄 再弘

## 要 旨

幹線ネットワークを築く重要な路線として位置付けられている高規格道路は、機能上の理由から、盛土や高架橋により他の道路および鉄道などと立体交差させて分離させる必要がある。高規格道路を長区間に渡って建設する際、一般的にカルバート構造を用いて他交通と交差させる。

カルバートは埋め戻し式のトンネルであり、ボックスカルバートやアーチカルバートなどの構造形式がある。そのうち、アーチカルバートは軸力による支持機構を持つため、力学的に有利であり、ボックスカルバートに比べて部材厚を薄くすることができる構造形式である。さらに、アーチカルバートのアーチ形状は、周囲の景観に調和しやすく、景観性に優れている。従来、盛土のアンダーパスとしてボックスカルバートが頻繁に使用されたが、上述のような理由からアーチカルバートの適用機会が増えてきた。さらに近年、アーチカルバートは現場打ちではなく、工場であらかじめプレキャスト部材を生産し、現場で組み立てるだけで簡単に建設できるようになった。覆工部材をプレキャスト化することで、その品質を高レベルで管理することが可能であり、施工性にも優れ、現場での省力化および工期短縮が可能となった。

長区間に渡って高規格道路を構築する際、高架橋などに比べ、盛土構造は長区間にわたって周辺地域を完全に分断するため、地域的な閉鎖性が生じる。これに対して、多連式アーチカルバート盛土を道路延長方向に連続して設置する案が検討されている。多連式アーチカルバートは、アーチカルバートを何個か道路の横断方向に並べた構造である。その特長は、高架橋に近い開放感を持ちながらそれより経済的であり、さらに美しい多連アーチ構造を持つことである。

しかしながら、アーチカルバート盛土は地震の少ないフランスで最初に開発された構造物であるため、地震国である日本への導入にあたっては、耐震安全性の検討が極めて重要な課題となる。

アーチカルバートを含む盛土に関しては、過去の研究により覆工の力学挙動、鉛直土圧の軽減工法および基礎処理幅などに関する検討が行われている。しかしながら、動的解析によるアーチカルバートの耐震性に関する検討例は少ない状態である。一方、多連式アーチカルバートについても、その地震時の挙動については、まだ検討されていない。多連式アーチカルバートの地震時挙動はシングルアーチカルバートと異なるため、詳細な検討が急務である。そこで、本研究では強地震に対するアーチカルバートを含む盛土の地震時挙動の把握を目的とする。さらに、多連式アーチカルバートを含む盛土に対して、多連化による影響、およびユニット間隔などが耐震性に及ぼす影響を明確にし、そのメカニズムの解明を目指す。

本研究では、まず、適切な解析手法について検討を行い、アーチカルバートの強地震に対する動的安定性について検討した。まず、適切な地盤および覆工の構成モデルを確立するため、地盤モデルとして *t<sub>ij</sub>-sand model* および *Drucker-Prager model*、覆工モデルとして *AFD model* および *tri-liner M-φ model* を選定し、それぞれ組み合わせて動的解析を行った。動的解析で用いた初期応力は、カルバートの設置および盛土の積上げ過程を考慮できる自重解析により得られ、実現場と同様な地盤応力状態を表現した。その結果、地盤モデル化は覆工モデル化より、覆工と地盤の変形に対して、大きい影響を及ぼすことが

分かった。 $t_{ij}$ -sand model では、Drucker-Prager model より大きいせん断ひずみとせん断力が発生し、より安全側に設計できると考えられる。さらに、 $t_{ij}$ -sand model は地盤の体積圧縮などダイレイタンス特性が表現できる。AFD model は、部材強度の軸力依存性および繰り返し载荷による曲げ剛性の低下を考慮することができる。本研究においても、地震時の鉄筋コンクリート部材の劣化が表現できており、tri-liner  $M-\phi$  model と比べて、地震時の覆工の力学挙動を把握するには、より適したモデルだと言える。そのため、以下の解析では  $t_{ij}$ -sand model および AFD model を組み合わせて、地盤および覆工をモデル化し、各検討を行う。

つぎに、幅 10 m、土被り 1.5 m の同じ施工条件を満たすように設計されたアーチカルバートとボックスカルバートについて、レベル 2 地震動に対する動的解析を行い、両者の耐震安定性について比較検討を行った。ボックスカルバートはアーチカルバートに比べて部材が厚く、覆工の剛性が高いため、その頂版は梁のような効果を発揮して上部地盤の荷重に耐える。これに対して、相対的に柔らかいアーチカルバートは、地盤に追随する形で変形し、その変形により上部地盤の荷重に抵抗する。また、アーチカルバートは振動エネルギーを周辺地盤に逸散させ、構造物の被害を低減できる。振動後、ボックスカルバートに比べて、アーチカルバートは覆工底部に発生する地盤応力、左右脚部間の鉛直応力の差、および相対変位が小さい。さらに、ボックスカルバート盛土では、地表面で大きい不同沈下が見られ、アーチカルバートのほうが力学的に優れた構造形式であると言える。

最後に、前章と同じ解析手法を用いて、多連式アーチカルバート（多ユニットアーチカルバートおよび 3 連式アーチカルバート）を含む盛土を対象とし、レベル 2 地震動に対する耐震安定性を検討した。多ユニット化することにより、盛土構造物の見かけ単位体積重量はシングルアーチカルバート盛土より小さくなる。その影響により、ユニット間における地盤要素では土被り荷重より小さい地盤応力が生じ、ユニット間地盤の水平変位が大きくなる。また、多ユニット化により、カルバートのボルト部とインバート部の相対水平変位および構造物の変形が大きくなる。さらに、ユニット間隔が狭くなるほど、ユニット間地盤要素において、応答加速度と主応力に対するせん断力は大きくなり、鉛直変位は小さくなるが、その差異は顕著でない。すなわち、ユニット間隔が多ユニットアーチカルバート盛土の安定性に及ぼす影響は小さいため、施工可能な範囲でユニット間隔を狭くしてもよいと言える。3 連式アーチカルバートは、構造物が巨大化になったため、シングルアーチカルバートより動きにくくなる。これにより、覆工周辺の地盤要素に生じるせん断ひずみおよび体積ひずみは、シングルアーチカルバートより小さくなり、コンクリートの最大ひずみおよび応力、鉄筋のひずみなども若干減少する。ただし、3 連式アーチカルバートの脚部周辺では構造物に作用する地盤反力が大きくなるため、地震動により生じる土圧はシングルアーチカルバートより大きく、さらに地震後の残留応力が大きい。



## 目 次

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本論文の構成	2
第2章 プレキャストアーチカルバートの概要とその耐震性に関する従来の研究	5
2.1 概説	5
2.2 地中構造物の耐震設計法	5
2.3 プレキャストアーチカルバートの概要	7
2.4 プレキャストアーチカルバートの耐震性に関する研究例	11
2.4.1 2ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究	12
2.4.2 3ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究	13
2.4.3 2連式2ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究	14
2.5 プレキャストアーチカルバートの耐震性に関する課題	15
2.5.1 覆工部材および地盤の力学特性のモデル化	15
2.5.2 施工過程の考慮	15
第3章 プレキャストアーチカルバートを含む盛土のモデル化	17
3.1 概説	17
3.2 3次元弾塑性有限要素解析(DGPPILE-3D)の概要	17
3.3 プレキャストアーチカルバート盛土の解析モデル	18
3.3.1 地盤材料のモデルおよび入力パラメータ	18
3.3.2 鉄筋コンクリートのモデル化	23
3.3.3 プレキャストアーチカルバートを含む盛土のモデル化	29
3.4 初期応力状態の設定	31
3.4.1 埋め戻し過程の力学挙動	31
3.4.2 施工過程による初期応力状態の算定	33
3.5 地盤および覆工の弾塑性モデル化による動的挙動	35
3.5.1 入力地震波	35
3.5.2 地盤および覆工モデル化の比較検討	37
3.6 まとめ	46

第4章	ボックスおよびアーチカルバートを含む盛土構造の耐震性検討	47
4.1	概説	47
4.2	解析条件	47
4.2.1	解析対象および入力地震波	47
4.2.2	材料定数の設定	47
4.2.3	解析対象領域と境界条件	48
4.3	初期応力状態の設定	50
4.4	ボックスおよびアーチカルバートを含む盛土の動的挙動	55
4.4.1	応答時刻歴	55
4.4.2	入力地震波の固有周期による構造物周辺地盤の挙動	57
4.4.3	地盤深さ方向の振動特性	58
4.4.4	覆工の力学挙動	59
4.4.5	地盤の力学挙動	66
4.4.6	最終状態	72
4.5	基礎地盤のN値による影響	74
4.6	まとめ	75
第5章	多連式アーチカルバートを含む盛土構造の耐震性検討	79
5.1	概説	79
5.2	多ユニットアーチカルバートを含む盛土の耐震安定性	79
5.2.1	解析条件	79
5.2.2	初期応力状態の設定	80
5.2.3	動的挙動の検討	82
5.3	3連式アーチカルバートを含む盛土の耐震安定性	93
5.3.1	解析条件	94
5.3.2	初期応力状態の設定	95
5.3.3	動的挙動の検討	96
5.4	まとめ	104
第6章	結 論	105

## 参考文献

# 第1章 序 論

## 1.1 研究の背景

幹線ネットワークを築く重要な路線として位置付けられている高規格道路は、機能上の理由から、盛土や高架橋により他の道路および鉄道などと立体交差させて分離させる必要がある。高規格道路を長区間に渡って建設する際、カルバート構造を用いて他交通と交差させるのが一般的である。

カルバートは埋め戻し式のトンネルであり、ボックスカルバートやアーチカルバートなどの構造形式がある。そのうち、アーチカルバートは軸力による支持機構を持つため力学的に有利であり、ボックスカルバートに比べて部材厚を薄くすることができる構造形式である。さらに、アーチカルバートは図1-1に示すように、アーチ形状は周囲の景観に調和しやすく景観性に優れている。従来、盛土のアンダーパスとしてボックスカルバートが頻繁に使用されたが、上述のような理由からアーチカルバートの適用機会が増えてきた。さらに近年、アーチカルバートは現場打ちではなく、工場であらかじめプレキャスト部材を生産し、現場で組み立てるだけで簡単に建設できるようになっている。覆工部材をプレキャスト化することで、その品質を高レベルで管理することが可能であり、施工性にも優れ、現場での省力化および工期短縮が可能となっている。

長区間に渡って高規格道路を構築する際、高架橋などに比べ、盛土構造は長区間にわたって周辺地域を完全に分断するため、地域的な閉鎖性を生じる。これに対して、多連式アーチカルバート盛土を道路延長方向に連続して設置する案が検討されている。多連式アーチカルバートとは、図1-2に示すようにアーチカルバートをいくつか道路の横断方向に並べた構造である。その特長は、高架橋に近い開放感を持ちながら経済的であり、さらに美しい多連アーチ構造を持つことにある。

しかしながら、アーチカルバート盛土は地震の少ないフランスで最初に開発された構造物であるため、地震国である日本への導入にあたっては、耐震安全性の検討が極めて重要な課題となる。

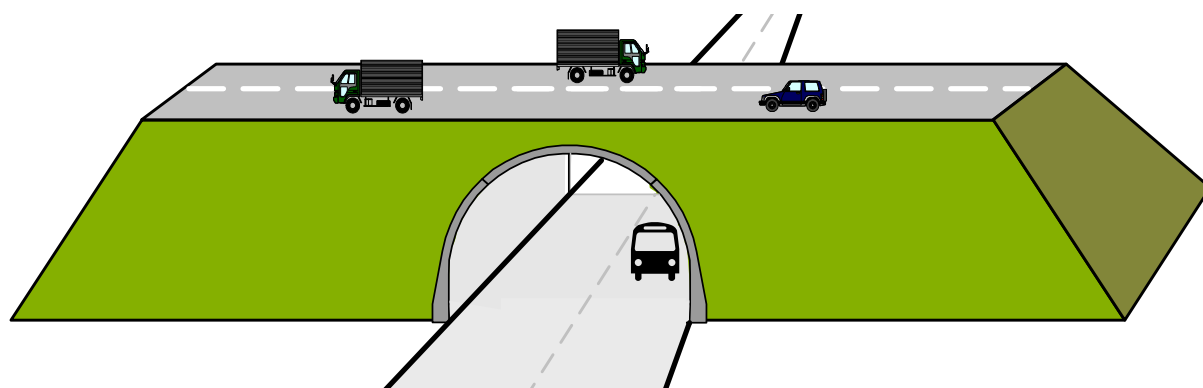


図 1-1 プレキャストアーチカルバートを含む盛土構造



図 1-2 多連式アーチカルバート盛土の実例<sup>1)</sup>  
(中島高架橋；7 ユニットアーチカルバート盛土)

アーチカルバートに関しては、過去の研究により埋設施工過程を考慮した覆工の力学挙動<sup>2)~4)</sup>、鉛直土圧の軽減工法<sup>5)</sup>および基礎処理幅の検討<sup>6)</sup>などが行われている。しかしながら、動的解析によるアーチカルバートの耐震性の検討例は少ない。一方、多連式アーチカルバートは、フランスにおいて静的な検討は実施されているものの、地震時の挙動についてはまだ検討されていない。多連式アーチカルバートの地震時挙動はシングルアーチカルバートと異なるため、詳細な検討が急務である。木村ら<sup>7)</sup>は 3 連式アーチカルバート構造の耐震安定性について、有限要素法を用いて検討を行っている。

そこで、本研究では、同規模のアーチカルバートおよびボックスカルバート構造物ならびにその周辺地盤の耐震性について比較検討を行い、さらに、連続化および多ユニット化されたアーチカルバートの動的挙動の解明と耐震性の検討を行う。本論文では、盛土施工過程を考慮した初期応力状態を考慮し、地盤や覆工部材の非線形な力学特性を考慮した動的有限要素解析を実施した。図 1-3 にプレキャストアーチカルバートを含む盛土に対する研究の流れを示す。

## 1.2 本論文の構成

本論文の構成は以下の通りである。

**第 1 章**では、本研究の背景と目的について説明する。

**第 2 章**では、プレキャストアーチカルバート盛土のアウトラインと設計基準を説明し、過去に行われたプレキャストアーチカルバートの静的および動的安定性に関する研究をまとめる。最後に本研究で取り組む課題を整理する。

**第 3 章**では、最初に、設計基準を満たすプレキャストアーチカルバートを含む盛土の地盤材料パラメータを N 値に基づく 3 軸シミュレーション手法について議論する。次に、適切な初期応力状態を決定するために、現場と同じような施工過程を考慮した自重解析手法について述べる。最後に、プレキャストアーチカルバート盛土の振動特性について考察を行い、プレキャストアーチカルバートを含む盛土における地盤と構造物の適切な数値解析的モデル化について議論する。

第4章では、同じ地盤に同じ寸法(カルバート幅)で設計されたプレキャストアーチカルバートと現場打ちボックスカルバートに対して、レベル2規模の地震動に対する耐震安定性について比較検討を行う。2つのケースの振動特性と地盤および覆工の相互作用を検討して、プレキャストアーチカルバートの耐震安定性の有用性を確認する。

第5章では、高架橋の代わりに提案された多連式アーチカルバートに対して、3次元動的弾塑性有限要素法を用いてその耐震安定性を議論する。

第6章では、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題を示す。

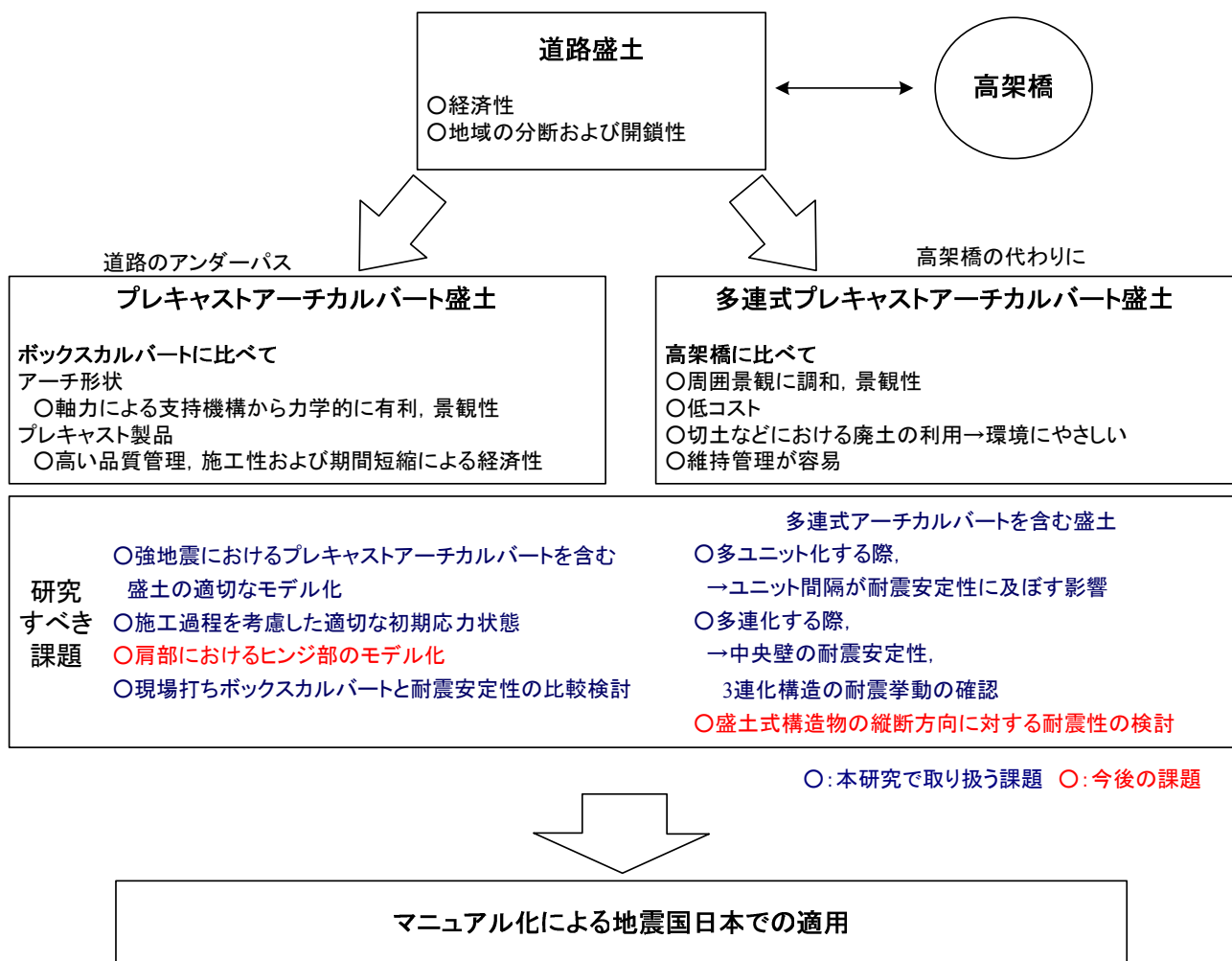


図 1-3 プレキャストアーチカルバート盛土に関する研究の流れ



## 第2章 プレキャストアーチカルバートの概要とその耐震性に関する従来の研究

### 2.1 概説

本章では、2.2 で兵庫県南部地震時の被害による地中構造物の耐震設計の指針・基準の改訂について説明し、2.3 で部材のプレキャスト化、断面の多分割化、多ユニット、多連化などのアーチカルバートの構造形式と力学特性について説明する。続いて、2.4 ではアーチカルバートの耐震性に関する従来の数値解析的検討と模型実験による研究例について述べる。最後に、本研究で解明すべき課題を整理する。

### 2.2 地中構造物の耐震設計法

兵庫県南部地震以前、地中構造物の被害は埋設管路の被害が大半を占め、断面の大きな構造物の被害はほとんどなかったため、橋梁などの地上構造物に比べると、地中構造物の耐震設計手法の開発や設計基準への反映は、十分に行われていなかった。しかしながら、兵庫県南部地震において図 2-1 のように、開削工法で施工した地下鉄駅舎が支柱のせん断破壊により崩壊するという大被害が生じた<sup>8)</sup>。

神戸市兵庫区の神戸高速鉄道大開駅では、地下トンネル天井部分が 120 m にわたって崩壊した。これにより、図 2-2 のように神戸高速鉄道大開駅上の国道 28 号線も陥没してしまい、大開駅・高速長田駅間では、約 220 本の支柱が損傷を受けている。神戸市営地下鉄山手線でも、三宮駅、上沢駅の支柱約 70 か所に亀裂や破壊が発生し、新長田駅上沢駅間で支柱約 100 か所に被害が出た。

以上から土木学会では、現地の地震被害調査<sup>9)</sup>および委員会活動の成果に基づいて「第1次提言」<sup>10)</sup>、「第2次提言」<sup>11), 12)</sup>を公表した。これらの提言では、地中構造物についてもレベル1およびレベル2の2種類の設計地震動レベルを想定し、それぞれに対する耐震性能の調査を含む耐震設計法が提案されている。これらの提言により、地中構造物の耐震設計は大きく変わろうとしており、耐震設計指針および基準の改訂が順次行われている状況である。地中構造物の地震時振動特性については、埋設管路や沈埋トンネルなどの地震観測記録や模型振動実験の結果より、下記の項目が明らかになっている。

- ① 地中構造物は地震時に固有の振動を起こすことがなく、周辺地盤と同様に振動する。地中構造物の見かけの単位体積重量が、周辺地盤のそれに比べて小さいか同程度であるため、作用する慣性力つまり構造物を振動させようとする力の影響が小さい。
- ② 地震時挙動は、地震による慣性力ではなく周辺地盤の相対変位（地盤ひずみ）に支配される。構造物の全周もしくはその大部分が地盤で囲まれているため、構造物の振動によるエネルギーが周辺地盤によって直ぐに吸収されてしまう。その結果、地震時に生じる周辺地盤の変位や変形に追従して挙動する。

このような地中構造物の振動特性は、橋梁などの地上構造物の振動特性と大きく異なる。また地中構造物の耐震設計に適用されている応答変位法、応答震動法などは、このような振動特性に基づいて開



発された静的耐震計算法である。地中構造物の耐震設計は、対象とする構造物の形式や準拠する設計指針・基準によって異なる。ここでは横断方向の一般的な耐震設計の流れ<sup>13)</sup>をまとめて図 2-3 に示す。



(a) 神戸高速鉄道地下鉄大開駅の天井の崩落

(b) 神戸高速鉄道地下鉄の支柱の破壊

図 2-1 兵庫県南部地震時における地中構造物の被害事例<sup>8)</sup>



(a) 神戸高速鉄道地下鉄大開駅の天井の崩落

(b) 神戸高速鉄道地下鉄の支柱の破壊

図 2-2 兵庫県南部地震時における地中構造物の被害による地表面破壊の事例<sup>8)</sup>

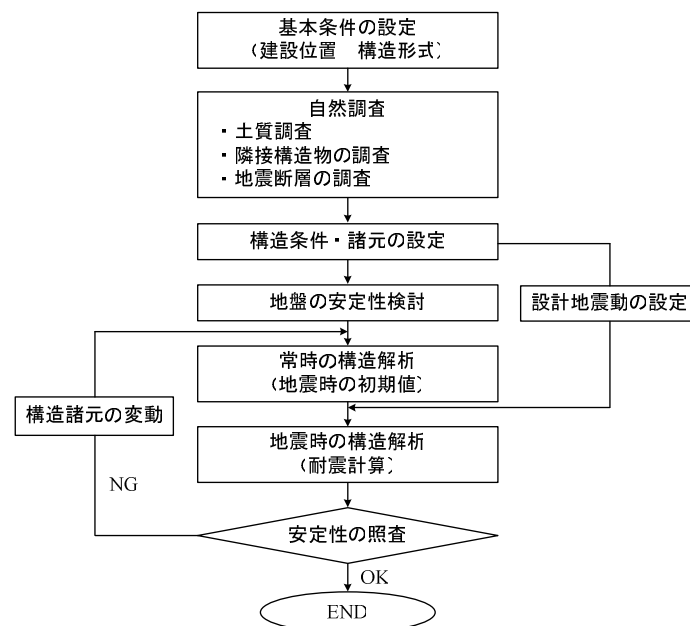


図 2-3 地中構造物の耐震設計フロー（横断方向）<sup>13)</sup>



## 2.3 プレキャストアーチカルバートの概要

アーチカルバートは、道路や鉄道等の下を横断する通路や水路等のために、盛土内あるいは地盤内に設けられるカルバートトンネルの一種であり、以下のような構造形式および力学的特性を有する。

- ① 断面形状：カルバートは、一般的に断面形状により図 2-4 に示すようなボックス型、アーチ型、ゲート型などに分類される。このうちアーチ型は外力に対して軸力による支持機構を発揮しやすいことから力学的に最も安定な構造形式と考えられている。
- ② 部材のプレキャスト化：従来、よく用いられた現場打ちのボックスカルバートあるいは現場打ちのアーチカルバートに代わる構造物として、アーチカルバートの主要部材をプレキャスト化したプレキャストアーチカルバートが作業性の向上や現場の省力化、工期の大幅な短縮および高度な品質管理が可能となるため、その施工機会が増加している。
- ③ 断面の多分割化：以前は図 2-5 に示すような、一体タイプあるいは上下分割構造のプレキャストアーチカルバートが用いられていたが、運搬の面から断面の大きさは制限され、水路用（内幅 0.3 ～ 3 m，土被り 3 ～ 10 m）が限界であった<sup>14)</sup>。これに対して、アーチ自体を分割する多分割式のアーチカルバートでは、大断面のカルバート（内幅 10 ～ 20 m）が建設可能となった。なお、多分割式のアーチカルバートは、分割位置にヒンジ機能を持たせた柔なたわみ性アーチカルバートであり、構造盛土や基礎地盤の変形をある程度許容することができる。

現在用いられている多分割式のアーチカルバートは、主に 2 ヒンジ構造と 3 ヒンジ構造のプレキャストアーチカルバートである。図 2-6 にそれぞれの構造を示す<sup>15), 16)</sup>。2 ヒンジアーチカルバートは、アーチの左右両肩部で分割され、施工時にはヒンジ機能を持つ PC 剛線で一体化される。脚部は、フーチングタイプの場合は基礎に据え置かれ、インバートタイプの場合は側壁とインバートが現場打ちのコンクリートによって一体化される。3 ヒンジアーチカルバートは、クラウン部と脚部に分割されており、

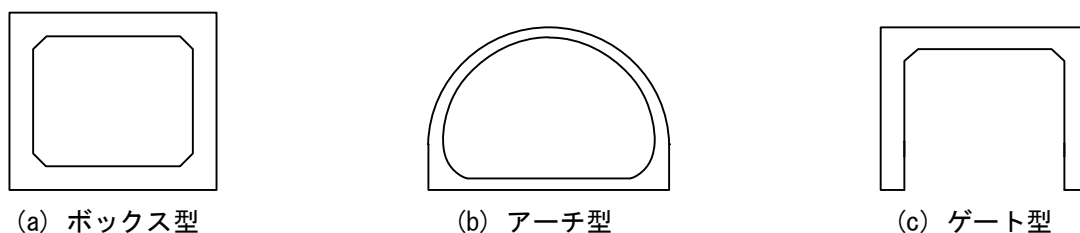


図 2-4 カルバートの構造形式

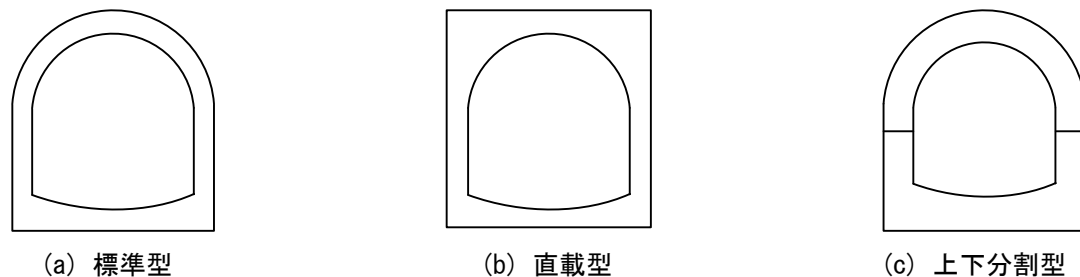


図 2-5 水路用プレキャストアーチカルバート<sup>14)</sup>

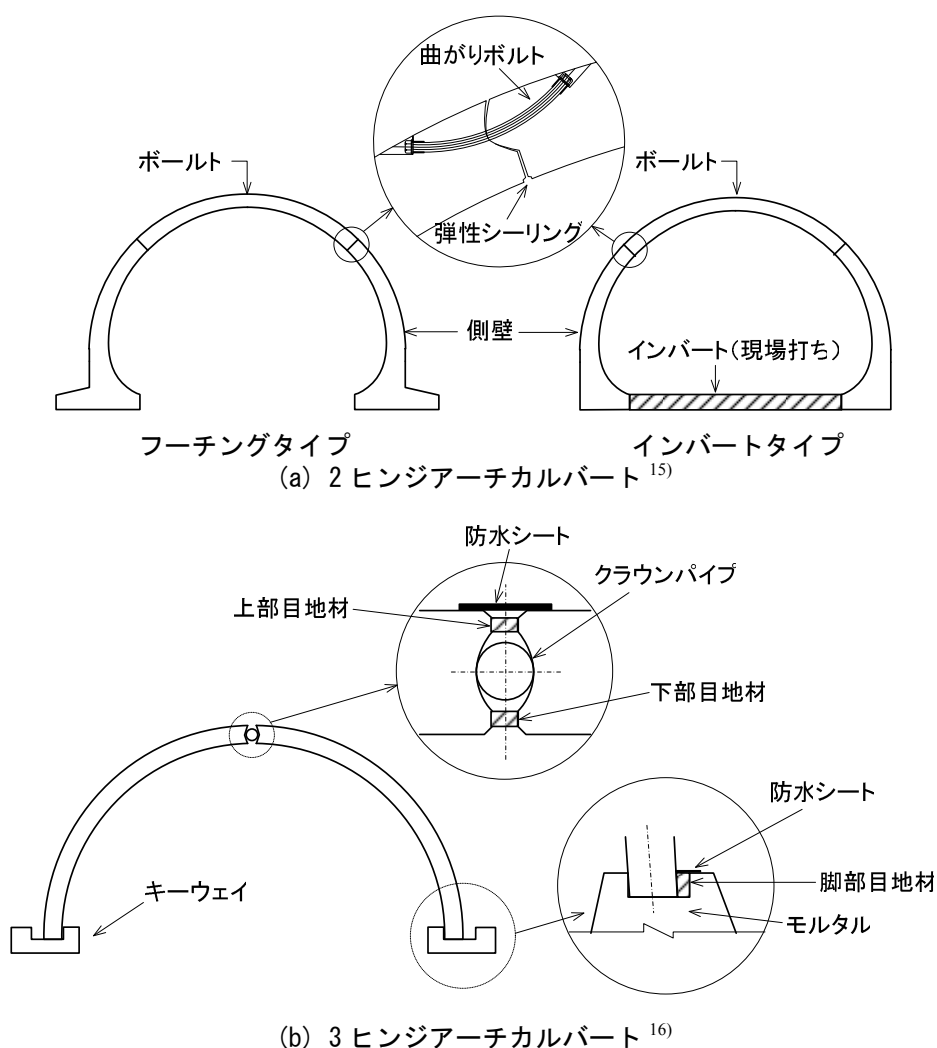
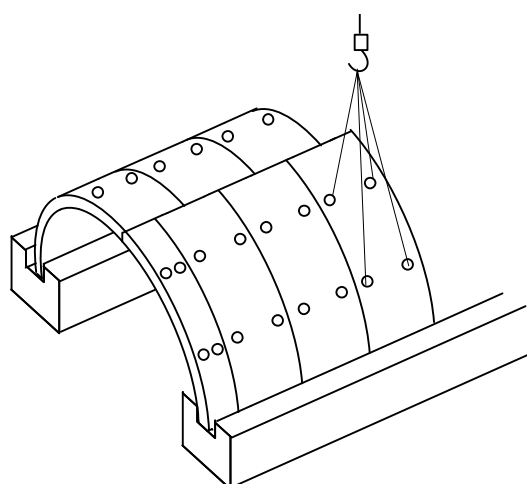


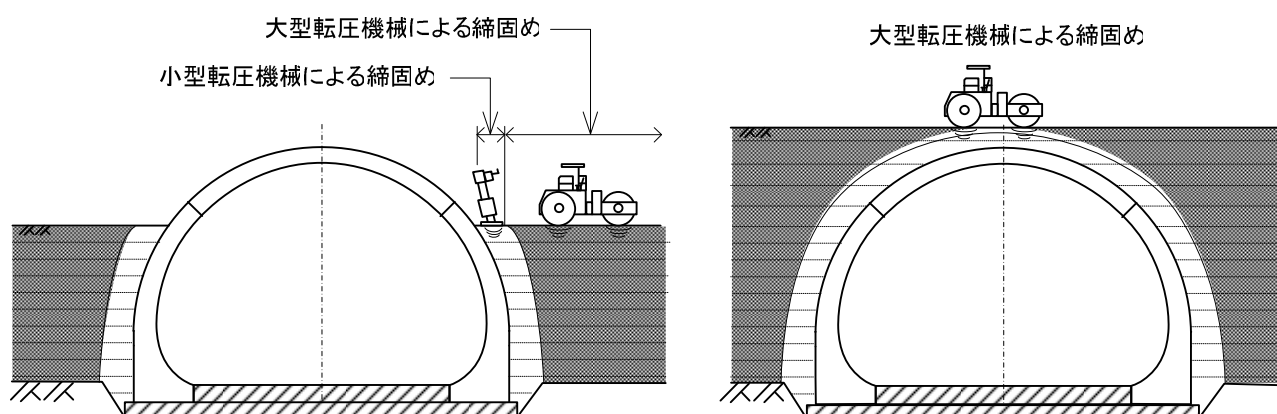
図 2-6 プレキャストアーチカルバートの構造

天端はクラウンパイプにより結合，脚部はキーウェイと呼ばれる基礎に挿入されており共にヒンジ構造となっている．多分割式のアーチカルバートは図 2-7 に示すように，基礎工ののち，アーチ部材を組立ててその周辺に盛土を施工し，盛土とアーチ部材とを一体化する<sup>15), 16)</sup>という手順で施工される．図 2-8 に示すのは，平成 16 年 12 月に撮影した，三重県亀山市で東名阪自動車道の一部として施工された 2 連式アーチカルバートの施工状況である．本工事では，幅 26.7 m，高さ 10.8 m の大規模で，延長 126.3 m の 2 連式アーチカルバートを構築しており，土被りの高さは 2 m である．施工手順は図 2-7 と同じように，基礎地盤上にプレキャストのアーチ部材を設置した後，PC 剛線により各部材を連結し，縦断方向も連結する．次に，止水工と現場打ちでインバートを設置する．

本論文の第 5 章で取り上げる多連式アーチカルバートは，上述の多分割式のアーチカルバートを横断方向に複数連ねた新しい構造形式である．シングルのアーチカルバートのあるユニット間隔で並べた構造物は多ユニットアーチカルバートで，アーチカルバートの側壁を中央壁で置き換えて 3 連に組み合わせた構造が 3 連式アーチカルバートであり，いずれも「多連式アーチカルバート」と総称している．図 2-9 に多連式アーチカルバートの構造形式を示す<sup>15)</sup>．日本では，最近 3 連式アーチカルバートが施工



(a) アーチ組立 (3ヒンジアーチ)



(b) 盛土工 (2ヒンジアーチ)

図 2-7 アーチカルバートの施工手順

され、さらに福岡県と大分県を結ぶ有名海沿岸道路の一部、福岡県内の区間で、7 ユニットアーチカルバート「中島高架橋」が 2007 年 2 月に竣工された<sup>1)</sup>。本事例では予備設計と詳細設計の段階で計画された PC (プレストレスト・コンクリート) 4 径間連続中空床版橋に代わり選ばれている。周辺には海苔生産者の住居が数多くあり、おもに海苔生産で生計を維持している。これにより、計画段階で地元から地域の連携および海苔の乾燥に必要な風通しの確保が求められた。盛土によって地域が分断する形になることに対して、アーチカルバートは分断の影響を少なくすることができ、通風性も確保することができる構造である。さらに、アーチカルバートにすることで当初に計画していた中空床版橋に比べて工費を 33 %削減することができた。これらがアーチカルバートを選定する要因となった。また、この施工現場では、極めて軟弱な有明粘土が厚く堆積する軟弱地盤であり、基礎工事として圧縮強度  $300 \sim 400 \text{ kN/m}^2$  の深層混合処理と圧縮強度  $300 \text{ kN/m}^2$  か同  $1000 \text{ kN/m}^2$  の深層混合処理を組み合わせる地盤改良を施した。盛土には現地発生土と PET 短繊維を混入した気泡混合軽量盛土を利用して、盛土の圧縮強度を  $300 \text{ kN/m}^2$  に、さらに、カルバート上部の荷重を普通の砂質盛土より減少させることができた。多連式アー



(a) アーチ組立

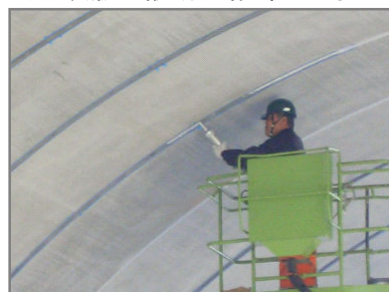
(b) 側壁と頂版の接合部



(c) 頂版と中央壁の接合部



(d) 頂版の縦断連結部の止水工



(e) 現場打ちインバート接合部



(f) リングジョイントによる縦断接合

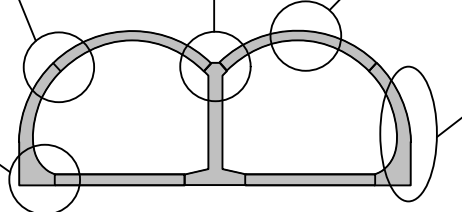


図 2-8 2 連式アーチカルバートの施工状況（三重県亀山市で東名阪自動車道）

チカルバートは以下のような利点をもつため今後幅広く適用される可能性を秘めた構造形式といえる。

- ① アーチ構造を横断方向に連続させることで、長区間の盛土を少ない土量で施工でき、環境への負荷も少ない。
- ② アンダーパスの必要車線数を小さな断面積で効率的に確保できる。
- ③ 盛土下に高架橋並みの広い空間を確保できるため、長距離盛土の構築による周辺地域の分断を招かない。また、多連のアーチ曲線が織り成す幾何学的美は周囲の景観に調和しやすい。

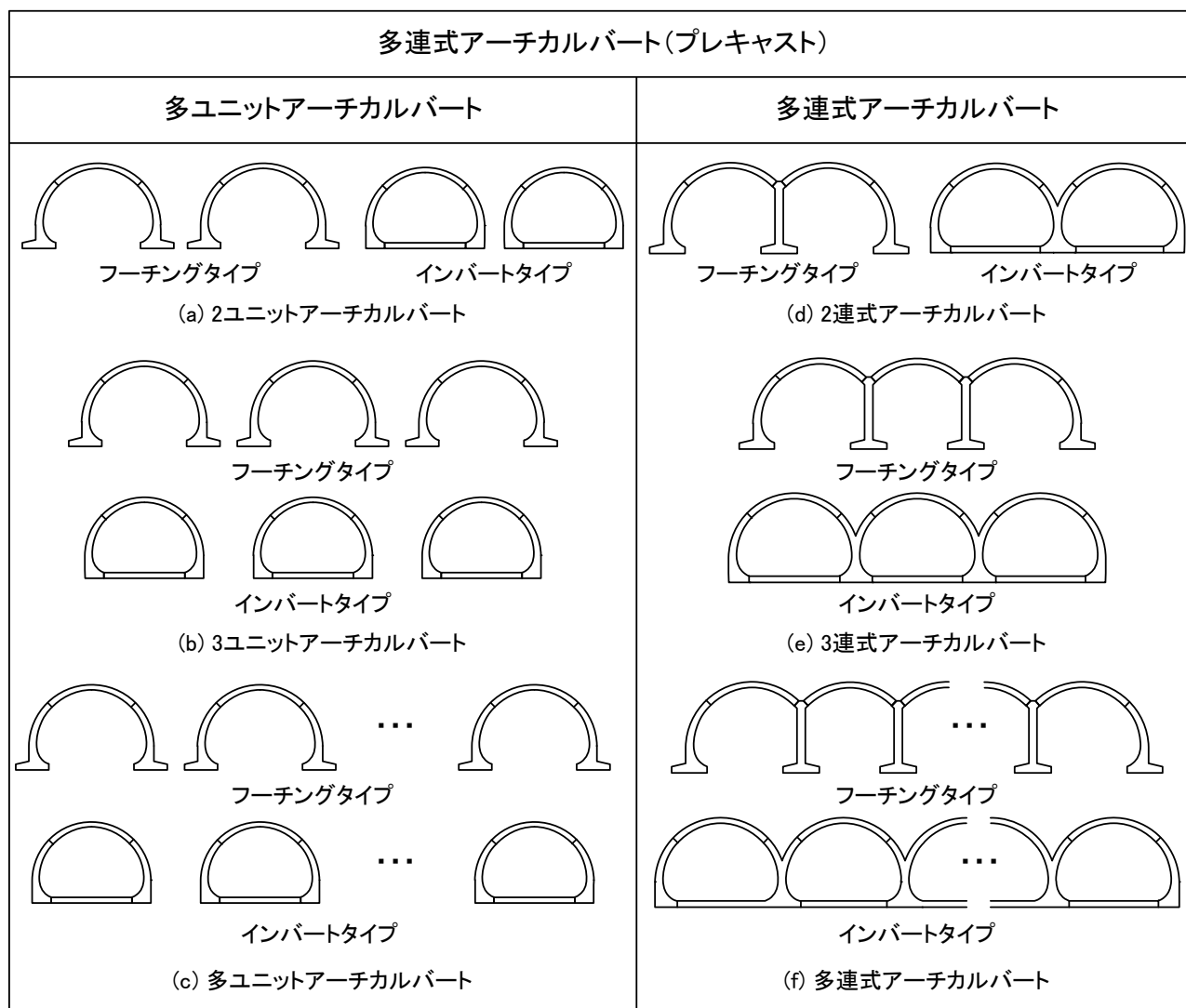


図 2-9 多連式アーチカルバートの構造形式<sup>15)</sup>

## 2.4 プレキャストアーチカルバートの耐震性に関する研究例

前節で述べたようにプレキャストアーチカルバート（以下、プレキャストと略す）は様々な利点をもつ優れた構造形式であり、同構造が開発された欧州では、既に3連以上の多連式アーチカルバートが数多く建設されている<sup>17)</sup>。これに対して、我が国では道路、水路などの開削トンネルやアーチ橋に3連式アーチカルバートが、数例適用されているのみである。これは常時荷重のみを考慮する欧州の設計体系に対して、地震国である我が国では、構造物の設計に際して耐震性の評価が必要となるためである。これまでに、同構造の地震時の力学および変形特性に関するいくつかの研究が行われてきた。



- ① クラウン以上に土被りを有する場合には、2 ヒンジアーチカルバートはトンネルと周辺地盤が同位相かつ同量の応答変位、応答加速度で挙動することから、土被りを有するアーチカルバートの地震時の挙動は、一般的な地中構造物と同様、地盤の応答に支配される。
- ② 地表面がクラウン以下の施工中の場合、覆工露出部の応答加速度が地盤の 1.5～2.0 倍となり、橋梁などと同様の自己振動モードを呈するが、露出部が少なれば自己振動モードがカルバート全体に卓越することはない。

さらに、同委員会では、入力地震動レベル、盛土および表層地盤の条件を変化させた種々の条件下で、実物大 2 ヒンジアーチカルバートの 2 次元動的有限要素解析が実施され、以下のような結論が導かれている。

- ① 兵庫県南部地震レベル(もしくはそれ以下)の地震動が作用しても、地盤条件によらず 2 ヒンジアーチカルバートは安定性を保ち、継手部の逸脱なども見られない。ただし、側壁部は僅かに滑動変位する。
- ② 兵庫県南部地震レベルを上回る過大な地震動を作用させて崩壊モードを観察したところ、図 2-11 に示すように両側壁が内空側に滑動し頂版と分離するモードで崩壊した。このことからトンネルの安定性を向上させるには、インバート型基礎を採用するなど基礎の滑動を抑える対策が有効であるといえる。

#### 2.4.2 3 ヒンジアーチカルバートの耐震性に関する研究

熊田ら<sup>20)</sup>、高橋ら<sup>21)</sup>、篠原ら<sup>22)</sup>は、3 ヒンジアーチカルバートの縦断および横断方向への耐震性に関する模型振動実験を実施した。同実験では、縦断距離の異なる長短 2 種類のカルバート模型を縦断方向および横断方向にそれぞれ加振しており、実験結果より以下のような知見が示されている。

3 ヒンジアーチカルバートは、横断方向の加振に対しては周辺地盤の挙動に支配される形で応答する。すなわち、加速度応答倍率が周辺地盤に近い値になる。一方、縦断方向の加振に対しては独立して挙動し、周辺地盤よりもかなり小さな加速度応答倍率を示す。これは、カルバートが縦断方向に対しては高い剛性をもっているためと考えられる。

また、町田ら<sup>23)</sup>は、多分割式カルバートの覆工部材がプレキャスト製であり、縦断方向の一体化が十分には図られていないという点に着目して、縦断方向への部材連結の有無に関する模型実験を実施している。その結果、覆工部材の縦断方向への連結は、カルバートの分離を抑制し盛土構造の崩壊を防ぐという意味では有効であるが、連結に伴って覆工部材に多大な断面力が発生する可能性を指摘している。

さらに、篠原ら<sup>22)</sup>、町田ら<sup>23)</sup>は、横断方向の地震時挙動に対して覆工部材を弾性ビーム要素、地盤を弾性ソリッド要素によりモデル化した 2 次元有限要素解析を実施している。また、縦断方向の地震時挙動に対して、カルバートを弾性コラム要素、地盤を弾性ばね要素でモデル化した骨組み構造解析を実施して厳密解を得ている。しかしながら、実際の地盤は土質が不均一であり、多層構造を成すことも多い。また、地中構造物では、地盤と構造物の相互作用を考慮する必要がある。このような場合に弾性論の厳密解では、構造物および地盤の力学特性が極めて単純にモデル化されているため、実物の耐震安全性を議論するには不十分である。まして、レベル 2 地震動に対する地中構造物の動的挙動では、変形が大きく、地盤と構造物が弾塑性挙動（非線形）を示す。従って、近似解を得るための有力な手段として

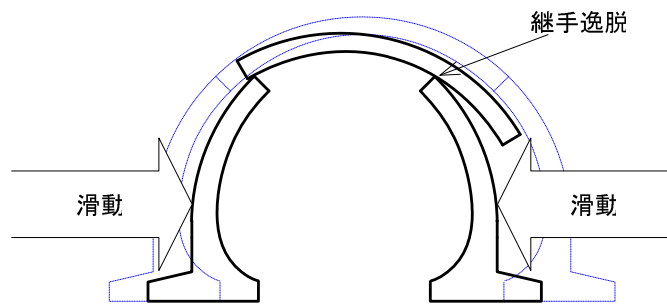


図 2-11 地震時の 2 ヒンジャーチカルバート崩壊モード <sup>19)</sup>

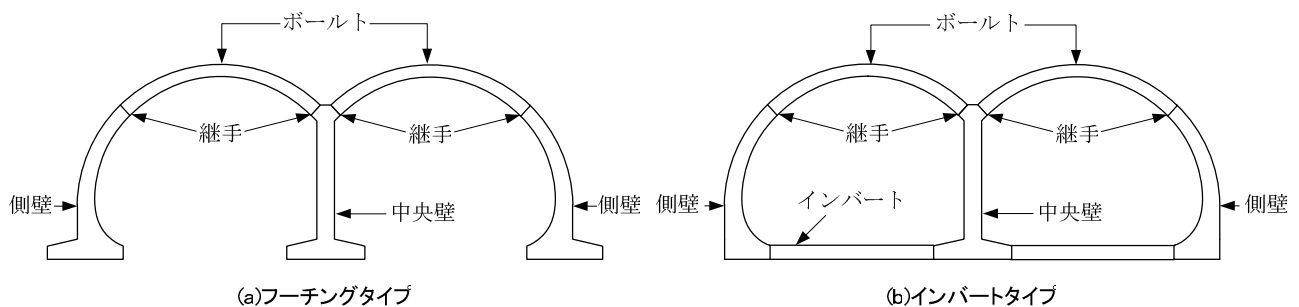


図 2-12 2 連式アーチカルバートの地震時挙動について検討ケースと各箇所の呼び方 <sup>19)</sup>

任意の構成モデル，多様な幾何学形式，きめ細かな境界条件などへの対処が比較的容易であり，現在使うことのできるあらゆる数値解析法の中で汎用性，柔軟性が高い有限要素法があげられる。

豊田・高貝 <sup>24)</sup>は，3 ヒンジャーチカルバートの横断方向地震時挙動に関して，振動台実験と 2 次元有限要素解析を実施し，以下のような知見を示している。

- ① 地盤の相対密度を変化させてカルバート模型の振動実験を実施した結果，緩い地盤では，覆工部材の軸力は小さくなるが曲げモーメントが過剰に発生するため，構造上好ましくない。
- ② 数値解析において，カルバートと地盤のすべりをインターフェイス要素によりモデル化すれば実験結果を精度良く表現できる。しかしながら，インターフェイス要素の物性値が地震時挙動に大きく影響を及ぼすものの，その決定方法は不透明である。

#### 2.4.3 2 連式 2 ヒンジャーチカルバートの耐震性に関する研究

モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会では，2 連式アーチカルバートの地震時挙動について 2 次元静的および動的有限要素法により検討されている <sup>19)</sup>。検討した覆工構造と各箇所の呼び方を図 2-12 に示す。解析結果より，2 連式 2 ヒンジャーチカルバートには中央壁が存在するため，兵庫県南部地震での地下鉄トンネルのように，2 連式ボックスカルバートの中央壁が弱部となって構造全体としての安定性が失われる可能性が懸念されていたが，むしろ側壁が先行して破壊する可能性が高いことが示されている。これは，2 ヒンジャーチカルバートは中央壁がヒンジ結合されており構造全体の变形性能が高いためと述べられている。また，兵庫県南部地震レベルの地震動に対しては，耐震性を満足できないものの，部材の配筋諸元の変更により対応可能であることが示されている。



松山ら<sup>25)</sup>は、3連式および5連式2ヒンジアーチカルバートについて2次元動的有限要素解析を実施し、同構造の地震時挙動特性に関する検討を行った。解析結果より、3連以上の多連式アーチカルバートでは、それ以上にアーチ連数を増やしても、盛土部分の地震時挙動特性および躯体の変形特性はあまり変化しないが、地盤に隣接するアーチでは断面力が大きくなることを示した。

木村ら<sup>7)</sup>は、3連式アーチカルバートについて、3次元動的有限要素解析を実施した。解析には、覆工部材強度の軸力依存性を考慮した *AFD model*<sup>26)</sup>を導入し、従来型のトリリニア  $M-\phi$  モデルと比較することで、その有用性について議論するとともに、3連式アーチカルバートのレベル2地震動に対する力学挙動についての検討を行っている。結果として、覆工脚部に最大曲げモーメントが発生すること、曲げモーメントが顕著に増加するのは、脚部、肩部、中央壁の上下端であることを確認している。以上から、レベル2地震動に対して、3連式アーチカルバートは、覆工脚部、肩部、中央壁の上下端で曲げモーメントを負担する構造であるといえる。

## 2.5 プレキャストアーチカルバートの耐震性に関する課題

前節ではシングルおよび多連式アーチカルバートの地震時挙動と耐震安全性に関する従来の研究とその成果について記述した。ここでは、従来の研究における課題に対して本研究の考え方を述べる。

### 2.5.1 覆工部材および地盤の力学特性のモデル化

カルバート覆工部材および地盤は、ともに非線形材料特性をもった弾塑性体であり、激しい振幅を有する地震波が繰り返し作用する際には、覆工部材および地盤が塑性化する可能性がある。したがって、アーチカルバートの地震時挙動の数値解析を実施する際、覆工および地盤の力学特性を的確にモデル化することが望ましい。しかしながら従来の検討では、シンプルな構成関係でモデル化することが多かった。特に鉄筋コンクリート製であるプレキャスト覆工部材を  $M-\phi$  関係でモデル化する *bi-linier model* もしくは *tri-linier model* を用いると、軸力変動による適切な曲げモーメントを追従することはできなかった。これに対して本研究では、鉄筋コンクリートの力学的特徴である部材強度の軸力依存性を適切に考慮した *AFD model*<sup>26)</sup>を導入し、その適用性を検討するとともに、多分割式アーチカルバートの地震時挙動に考察を加える。

### 2.5.2 施工過程の考慮

盛土の施工過程および構造物の設置が、盛土の初期状態に影響している。耐震性を検討する場合は、それらの応力状態から加振することが適切である。本研究では、施工手順を考慮して、まず基礎地盤にカルバートを設置し、次に盛土を施工する過程を再現した。さらにその過程を経て出来上がったモデル（初期応力状態）に振動を加え、構造物および盛土の耐震性について検討を行う。



## 第3章 プレキャストアーチカルバートを含む盛土のモデル化

### 3.1 概説

本章では、地震時プレキャストアーチカルバート盛土の動的挙動について検討するための、解析手法について述べる。3.2 では、本研究で用いる3次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE-3D<sup>27)</sup>の概要および本研究に取り込む工夫について説明する。3.3 では、アーチカルバートを含む盛土をより適切にモデル化するために本章に用いた地盤と覆工の構成モデルの概要を記述する。3.4 では、弾塑性有限要素法を用いて、基礎地盤上に覆工と盛土を段階的に設置する施工過程を考慮できる自重解析により、施工完了時の地盤応力と構造物の断面力を求める。3.5 では、3.4 で求めた初期状態に基づいて、地震時のアーチカルバートを含む盛土のモデル化の差異による動的挙動について検討を行い、最も適切な地盤および鉄筋コンクリートのモデルについて考察する。

### 3.2 3次元弾塑性有限要素解析（DGPILE-3D）の概要

地盤の地震応答解析法には、有限要素法、境界要素法、差分法、波動論に基づく手法など様々な手法がある。これら手法の差異は、波動方程式により、地表や基盤面などの境界条件、および入力地震動や施工過程の影響などの初期条件下で、地震波動が地盤内を伝播する際の変位場を求める際、空間軸および時間軸方向の離散化過程にあり、それぞれ各自の特徴を有する。地震断層近傍の強い地震動に対する地盤の地震応答を評価するための解析手法の選択において、地盤材料の強い非線形挙動、および地盤構造の非整形性の取り扱いの容易さが極めて重要となる。特に、前者が最も重要であることから、昔から地盤材料の非線形性の導入が容易な有限要素法が地盤の地震応答解析によく用いられてきた。また、有限要素法は対象構造物の非線形挙動および周辺地盤との相互作用などが考慮でき、耐震性の計算に対して汎用性が高い。

以上から、本研究では Zhang and Kimura (2002)<sup>26)</sup>により開発された3次元弾塑性有限要素解析コード DGPILE-3D を用いた。この解析コードは、杭の軸力変動を考慮した単杭および群杭の水平載荷の計算のみならず、地震時の繰り返し荷重下でのせん断変形特性をシミュレート可能である。その主な特徴は以下のとおりである。

- ① 複雑な地盤の構成則の導入が可能
- ② 動的挙動下において、軸力変動による杭の剛性変化を適切にモデル化可能
- ③ 水平荷重下における群杭の挙動と、杭間の地盤と杭の相互作用を実杭の断面形状を考慮することで、正しく取り扱うことが可能

以上に挙げられた特徴により、アーチカルバートを含む盛土の動的挙動時における、地盤とアーチカルバートの相互作用を考慮する場合にも適用することが可能であると考えられる。

### 3.3 プレキャストアーチカルバート盛土のモデル化

#### 3.3.1 地盤材料のモデルおよび入力パラメータ

本項では、地盤のモデルを *Drucker-Prager model* と *t<sub>ij</sub>-sand model* の計 2 つのモデル、および各パラメータの決定方法について説明する。

##### (1) *Drucker-Prager model*

*Drucker-Prager model*<sup>27)</sup>式は式(3-1)のように定義する。主応力空間における降伏関数  $F(\sigma) = 0$  は、図 3-1 に示すような静水圧軸を中心に持つ円錐となる。弾性領域となる  $F(\sigma) < 0$  では、式(3-1)に示した弾性構成式  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  に従う。 $F(\sigma) = 0$  に至ると、地盤はせん断応力により降伏し、塑性的な挙動を呈する。ここで、関連流れ則を仮定すると、塑性ひずみ増分の方向は降伏関数が直交し、式(3-2)のように表現される。

$$F(\sigma) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - \kappa \quad (3-1)$$

ここで、 $J_2$  : 偏差応力の第 2 不変量、 $I_1$  : 応力の第 1 不変量、 $\alpha$ 、 $\kappa$  は降伏曲面の大きさを表すパラメータであり、三軸伸張試験より決定されたモール・クーロン破壊基準における内部摩擦角  $\phi$ 、粘着力  $c$  と関連付けて、以下のように表される。

$$d\varepsilon^p = h \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (3-2)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (3-3)$$

$$\kappa = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (3-4)$$

$$\beta = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 + \sin \psi)} \quad (3-5)$$

ここで、 $\beta$  : ダイレイタンシーパラメータ

$\psi$  : ダイレイタンシー角

なお、降伏関数の値が正である領域は不可能応力状態であり、理論上降伏関数の値が正になることはない。また、関連流れ則とした場合には、地盤がせん断変形すると常に体積増加することになるが、本解析コードでは、式(3-3)、(3-4)において内部摩擦角  $\phi$  の代わりにダイレイタンシー角  $\psi$  を代入することで計算される式(3-5)のダイレイタンシーパラメータ  $\beta$  をゼロとした非関連流れ則を用いている。すなわち、地盤はせん断変形時に体積変化が生じない構成則を用いた。

しかしながら、*Drucker-Prager model* では、N 値から容易に地盤定数を決定できるという利点はあるものの、図 3-2 に示すように応力状態が破壊基準に達し、応力増加が「負荷」と判断されると破壊基準に沿って応力状態が変化する特性がある。これは、排水状態の砂質土では破壊基準に到達後、せん断力が破壊基準上でほぼ一定に保たれるという特徴を現せていない。

そこで、以下にこれらを考慮できるような *t<sub>ij</sub>-sand model*<sup>28), 29)</sup>について説明する。

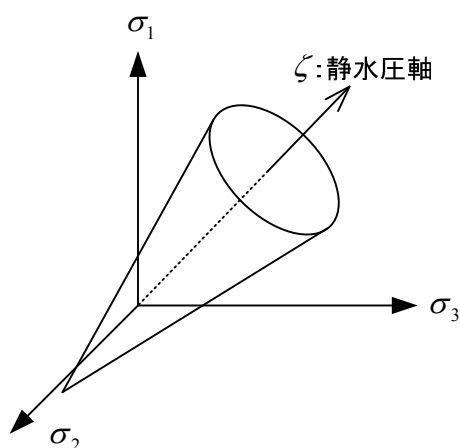


図 3-1 主応力空間における降伏関数曲面

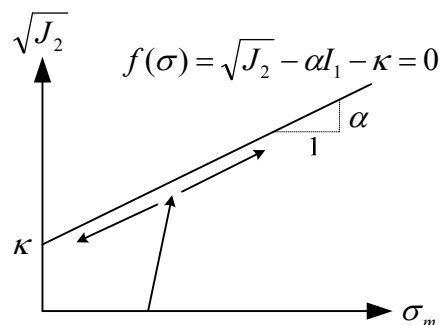


図 3-2 Drucker-Prager model の破壊線上の応力経路

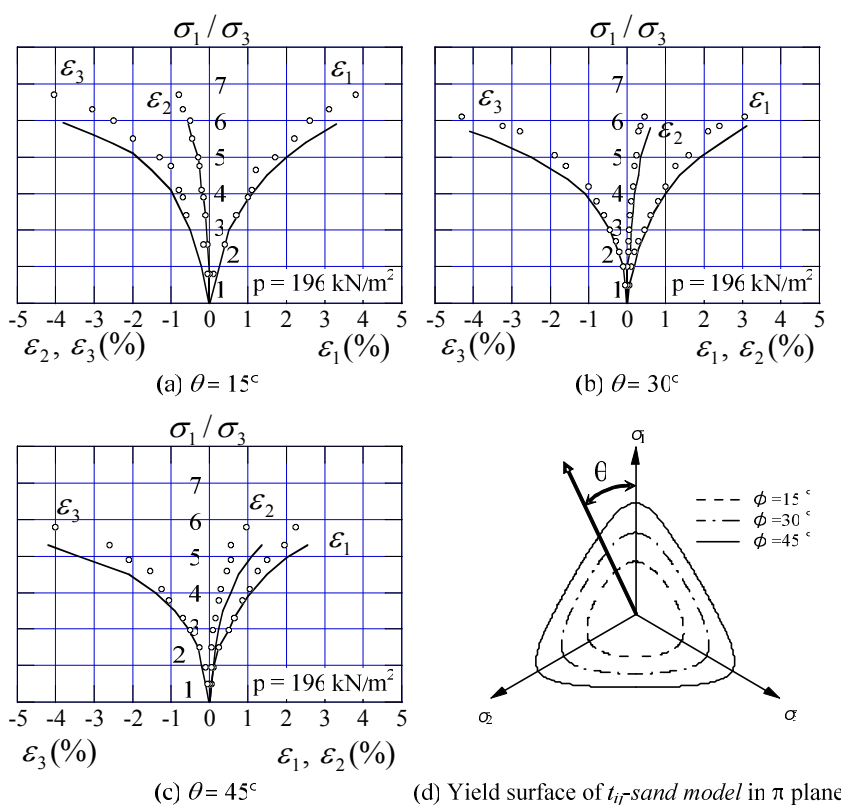


図 3-3 単調な荷重载荷で応力～ひずみ関係<sup>29)</sup>

## (2) $t_{ij}$ -sand model

ここでは、Drucker-Prager model と同じく等方硬化型の砂の構成式である  $t_{ij}$ -sand model について説明する。本構成式の主な特徴は、砂の変形および強度特性に及ぼす中間主応力の影響や塑性流動方向の応力経路依存性など、三次元任意応力経路下にある砂の挙動を妥当に表現できる点にある。

図 3-3 に  $t_{ij}$ -sand model を用いて単調な荷重载荷で応力～ひずみ関係を示す。弾塑性モデルである  $t_{ij}$ -sand model は、地盤と盛土の応力状態の変化に応じた塑性ひずみ増分を算出し、その増分量を評価す

ることによって、砂の応力～ひずみ関係を適切に表現することができる弾塑性構成モデルである。図 3-3 は豊浦砂の 3 主応力制御試験 ( $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ ) によって実測された主ひずみ値 (プロット) と  $t_{ij}$ -sand model で計算した主ひずみ値 (実線) の比較を示したものである。ここに、 $\theta$  は  $\pi$  面上の最大主応力  $\sigma_1$  方向からの角度を意味している。Drucker-Prager model や Cam-clay model では  $\pi$  面 (octahedral plane) の破壊基準が円形になることに反して、 $t_{ij}$ -sand model では図 3-3 (d) のようなひずんだ六角形に外接する外に凸な曲線、オムスビ形 (SMP ; Spatially Mobilized Plane) となる。この SMP 上で、応力～ひずみ関係が同じになるので、最も簡単な試験、すなわち三軸圧縮試験から定めることができる。Drucker-Prager model に比べて  $t_{ij}$ -sand model の特徴は以下のようにまとめる。

1. 修正応力  $t_{ij}$  の導入により中間主応力の影響を考慮
2. 塑性ひずみ増分を 2 つの成分に分けて、ひずみ増分方向の応力経路依存性を考慮
3. 塑性仕事相当量をひずみ硬化パラメータに用いることにより正負のダイレイタンス特性を考慮
4. 移動硬化則を導入して、繰り返し载荷や主軸の回転などを含む応力誘導異方性を考慮

修正応力  $t_{ij}$  に基づく応力パラメータ ( $t_N, t_S$ ) と全ひずみ増分 ( $d\epsilon_{ij}$ ) から弾性ひずみ増分 ( $d\epsilon_{ij}^e$ ) と等方的な圧縮成分の塑性ひずみ増分 ( $d\epsilon_{ij}^{p(IC)}$ ) を除いたひずみ増分 ( $d\epsilon_{ij}^{p(AF)}$ ) によるひずみ増分パラメータ ( $d\epsilon_{SMP}^{*p(AF)}$ ,  $d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}$ ) を用いた応力比 ( $t_N, t_S$ ) ～ひずみ増分比 ( $-d\epsilon_{SMP}^{*p(AF)} / d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}$ ) 関係が、応力経路によらず唯一的に成立するという実験結果より、次式で示す応力比～塑性ひずみ増分比関係式 (Stress-Dilatancy 関係式) を仮定している。

$$Y = \frac{X - X_f}{\alpha} + Y_f \quad (3-6)$$

なお、式(3-6)中の  $X$ ,  $Y$  は以下の式で与えられる。

$$X = \frac{t_S}{t_N} \quad (3-7)$$

$$Y = -\frac{d\epsilon_{SMP}^{*p(AF)}}{d\gamma_{SMP}^{*p(AF)}} \quad (3-8)$$

図 3-4 において破壊時における応力比  $X_f$ , および塑性ひずみ増分比  $Y_f$  は応力経路によらずほぼ同じ値となる。よって、図 3-5 に示される三軸圧縮試験の破壊時における主応力比  $R_f = (\sigma_1 / \sigma_3)_f$  および、その時のダイレイタンス勾配  $D_f \equiv (d\epsilon_v / d\epsilon_1)_f$  を用いて、 $X_f$  および  $Y_f$  は式(3-9)、式(3-10)のように表される。等方圧縮载荷と除荷試験結果を図 3-6 に示すように、 $C_i$  と  $C_e$  は体積ひずみ  $\epsilon_v$  ～平均主応力  $p$  の関係において整理することにより決定できる。

$$X_f = \frac{\sqrt{2}}{3} \left( \sqrt{R_f} - \frac{1}{\sqrt{R_f}} \right) \quad (3-9)$$

$$Y_f = \frac{\sqrt{R_f}(1 - D_f) - 1}{\sqrt{2} \left\{ \sqrt{R_f} + 0.5(1 - D_f) \right\}} \quad (3-10)$$

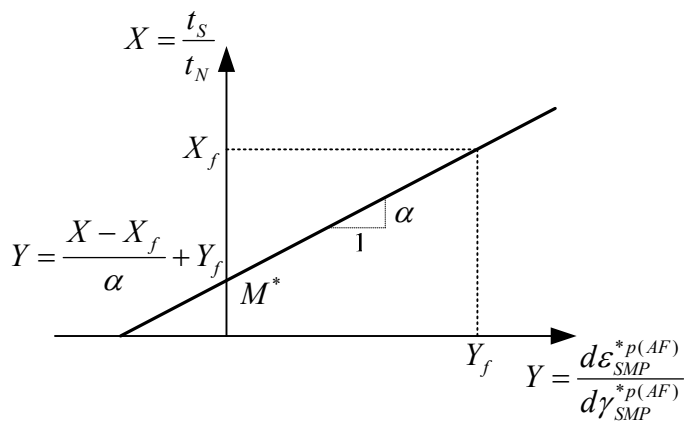


図 3-4 応力比～塑性ひずみ増分比の関係（関連流動則成分）

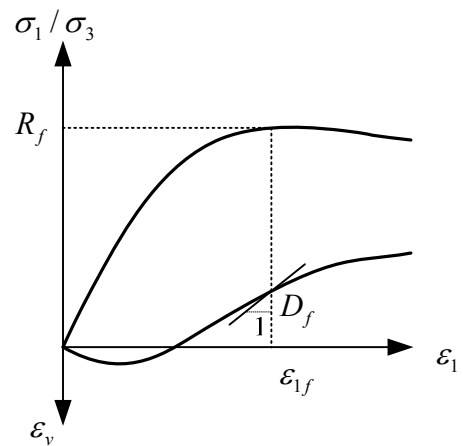
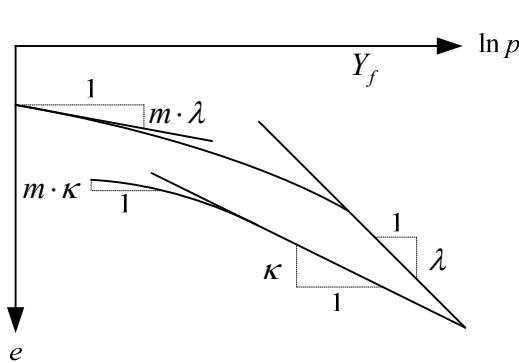
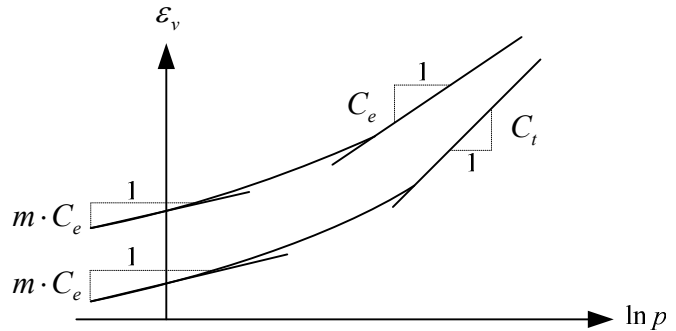


図 3-5  $R_f$  および  $D_f$  の説明



(a) 間隙比～平均主応力の関係



(b) 体積ひずみ～平均主応力の関係

図 3-6 圧縮係数，膨張係数の定義

### (3) 地盤材料定数の決定

本研究では，モジュラーチ技術マニュアル (2002)<sup>15)</sup> および他参考文献 (N 値の話 (2004)<sup>30)</sup> を参考し，基礎地盤および盛土の材料種類を定めた．盛土に対して，「盛土は礫，砂，砂質土（含水比が大きいこと）を標準材料として使用し，締固め度は最大乾燥密度の 92 % 以上を標準と定めてあり，盛土の N 値は締め固めの条件により異なるが，一般的に N 値 = 5～12 が多い」と記述されている．基礎地盤に対しては「設計に用いる N 値は 15 (変形係数  $E = 42000 \text{ kN/m}^2$ ) 以上を標準とする」と材料範囲が定められていた．本研究は，基礎地盤および盛土いずれも比較的に軟弱な地盤を想定し，基礎地盤は砂礫質で N 値 = 15，盛土は砂質土で N 値 = 10 に相当する材料と仮定した．

また，砂質土・砂礫層に関する有効的な土質実験が実施されていなかったため，道路橋示方書 (1996) を参考にし，基礎パラメータを決定した．道路橋示方書 (1996) には，内部摩擦角  $\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ$ （ただし， $N > 5$ ），変形係数  $E = 2.8N \text{ (MN/m}^2\text{)}$  と定めている．さらに同文献から，単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) を基礎地盤は  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ，盛土を  $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$  とした．これにより決定した基礎地盤と盛土の土質パラメータを表 3-3 に示す．

*Drucker-Prager model* では，少ないパラメータ ( $E, \phi, \nu, c$ ) で解析可能ことに対して，*t<sub>ij</sub>-sand model* では

$C_b, C_e, m, \alpha, R_f, D_f, v_e$  の土質パラメータが必要となる．本研究では，*Drucker-Prager model* による仮想の数値三軸圧縮試験結果を *t<sub>ij</sub>-sand model* でシミュレートし，応力～ひずみ関係における初期勾配が一致するように各パラメータを決定した．三軸圧縮試験シミュレーションは拘束圧  $\sigma_3 = 196 \text{ kPa}$  (基礎地盤中心部における拘束圧と同じレベル) で一定の拘束圧の状態を維持しながら軸ひずみを 1500 step (0.01 % / step) で 15 % まで与えた．三軸圧縮シミュレーション結果を図 3-7 に示す．盛土と基礎地盤いずれのケースでも地盤強度や正負のダイレイタンス特性など，密な砂で見られる典型的な挙動を表現できている．三軸圧縮シミュレーションより決定した土質パラメータを表 3-4 に示す．また，動的解析における減衰定数  $h$  は *Rayleigh* 減衰における減衰定数であり，地盤に対してはこれまでの経験により 5 % の値を用いる．

表 3-3 モジュラーチ技術マニュアルと道路橋示方書より決定した土質パラメータ

	盛土	基礎地盤
変形係数 $E \text{ (kN/m}^2\text{)}$	28000	42000
せん断抵抗角 $\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	27.2	30
単位体積重量 $\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)}$	19	20
静止土圧係数 $K_c$	0.5	0.5
ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3
間隙比 $e_c$	0.65	0.65

\*静止土圧係数，ポアソン比，間隙比は仮定した値

表3-4 盛土および基礎地盤材料定数

	盛土	基礎地盤
単位体積重量 $\gamma_t \text{ (kN/m}^3\text{)}$	19	20
静止土圧係数 $K_0$	0.5	0.5
ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3
$C_t$	$0.91 \times 10^{-2}$	$0.64 \times 10^{-2}$
$C_e$	$0.48 \times 10^{-2}$	$0.43 \times 10^{-2}$
$m$	0.3	0.3
$R_f = (\sigma_1/\sigma_3)_{cri}$	6.2	7.4
$D_f$	-0.6	-0.6
$\alpha$	0.85	0.85
せん断抵抗角 $\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	27.2	30
減衰係数 $h$	0.05	0.05



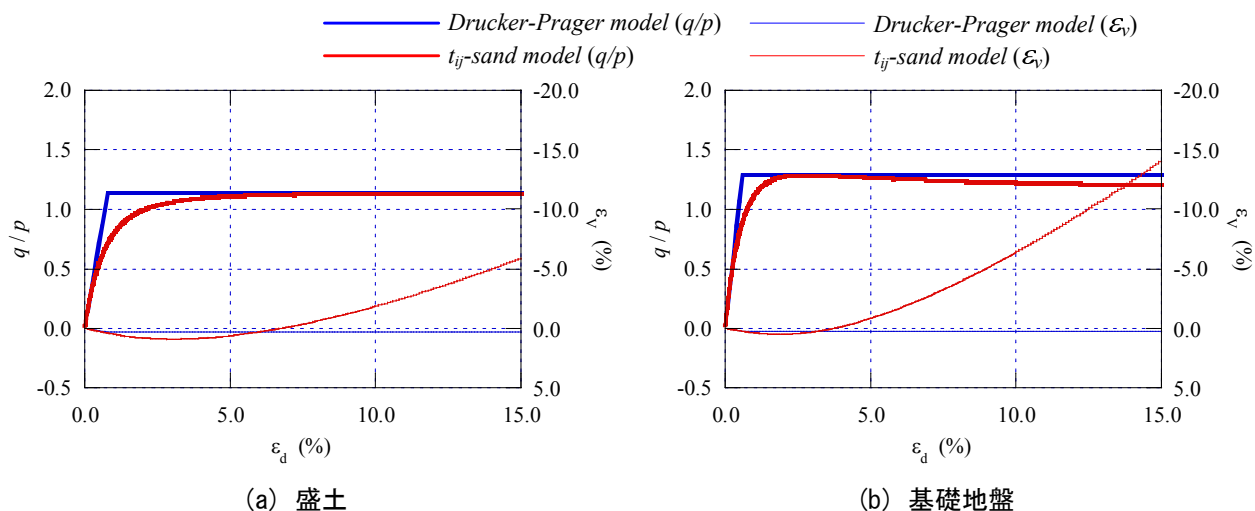


図 3-7 三軸圧縮試験シミュレーション結果

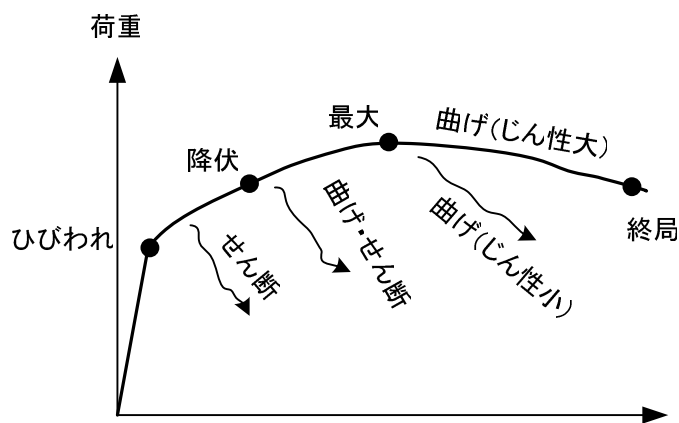


図 3-8 鉄筋コンクリート部材の破壊モードと荷重～変位関係包絡線<sup>30)</sup>

### 3.3.2 鉄筋コンクリートのモデル化

構造物に必要な耐震性能として、機能の確保，安全性，および復旧の難易などが挙げられる．しかしながら，具体的な耐震性能は設計地震動レベルおよび構造物の種類によって異なる．そのため，構造物を構成する部材に対しても，その要求性能は一般にこれらの違いによって異なる．例えば，レベル2地震動に対して，高架橋の柱部材の耐震性能としては，鉛直支持力および水平抵抗力を保持しながら，かつ所要の変形性能を有することが要求される．これに対して，ボックスカルバートなどの開削トンネルの中柱においては，鉛直支持力と変形性能に比べて水平抵抗力の重要性はさほど高くない．従って，設計地震動レベルと構造物の種類に応じ，復旧の難易を考慮して，部材に要求される耐震性能を明確にすることが大切である．

図 3-8<sup>31)</sup>に，一定の軸力下で曲げモーメントとせん断力の組み合わせ交番力を受ける鉄筋コンクリート柱部材の荷重～変位包絡線を示す．せん断破壊しないようにせん断補強鉄筋（または帯鉄筋）や中間帯鉄筋が十分に配置された柱での部材は，延性的な破壊モードを示す．荷重～変位関係の包絡線は，コンクリートのひび割れや柱筋の降伏時を境に，その勾配が比較的に明確に変化する．通常，柱断面の圧

縮側の被りコンクリートが剥離する前に、荷重は最大荷重に達する。最大荷重を経たあと、変形の増加につれて荷重が低下し、いわゆる軟化域となる。荷重がある値まで低下した時の変位を終局変位と定義するが、その値として一般に、降伏荷重値あるいは最大荷重の 0.80~0.95 倍<sup>31), 32)</sup>の荷重発生時の変位値が用いられる。終局変位を部材降伏時の変位で除したものが変位靱性率である。一方、せん断補強鉄筋が十分に配置されていない場合は、曲げ降伏する前にせん断破壊が生じ、脆性的な破壊モードとなる。せん断補強鉄筋がある程度以上配置される場合には、せん断ひび割れが生じたあとも荷重が増加し続ける傾向を示し、せん断補強鉄筋が降伏したのち、圧縮縁コンクリートがずれ破壊を起して部材が破壊する。これに対して、せん断補強鉄筋が著しく少ない場合には、斜めひび割れの発生と同時に破壊に至ることがある。

鉄筋コンクリートの動的解析において、適切な力学モデルで鉄筋コンクリートをモデル化する必要がある。部材の一方向荷重に対する力と変形の関係を骨格曲線といい、復元力モデルは、骨格曲線を基本にしなが、正負の繰返し荷重が作用する際の除荷時と再載荷時の力と変形の関係をルール化したものである。また、復元力モデルのうち線形域から非線形域に至るまでの復元力特性を考慮したモデルが非線形履歴モデルである。せん断耐力を曲げ耐力よりも大きくした曲げの挙動が卓越するような鉄筋コンクリート部材の復元力特性は、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏によって剛性の低下が生じる。さらに、繰返し荷重が作用する場合には、降伏後の除荷時に剛性が低下し、荷重の方向が反転すると(再載荷時)過去に経験した最大変位を指向するという性質がある。鉄筋コンクリート部材の復元力特性をモデル化した復元力モデルは多数提案されているが、いずれのモデルもこの剛性低下と最大点指向が必ず考慮されている。

鉄筋コンクリート部材の復元力モデルの代表的なものとして、最も古典的な *tri-linear model* がある。これは、武田と武藤が実験に基づいて提案したものである。しかしながら、このモデルは覆工断面でのひび割れの発生により有効断面が減少し、それにつれて断面力も低下するため、軸力変動を断面全体で考慮するのは非常に困難である。これに対して、Zhang and Kimura (2002)により開発された *AFD model*<sup>26)</sup> は、軸力変動による曲げ剛性に与える影響を適切に評価できるようになっている。以下に *tri-linear model* と *AFD model* について説明する。

#### (1) *tri-linear model*

*tri-linear model* では、覆工の非線形特性として  $M-\phi$  関係を図 3-9 に示すようにコンクリートのひび割れ (Crack)、鉄筋の引張降伏 (Yield)、コンクリートの圧縮破壊を示す終局 (Ultimate) の 3 つの状態で決定している。ここで、図 3-9 に示される  $M_c$ 、 $M_y$ 、 $M_u$  はそれぞれひび割れ時のモーメント、降伏モーメント、終局モーメントであり、 $\phi_c$ 、 $\phi_y$ 、 $\phi_u$  はそれぞれに対応する曲率である。さらに、繰返し載荷を表現するために、図 3-10<sup>32)</sup>に示すような *tri-linear* 移動硬化モデルを使用した。ただし、このモデルでは軸力変動による影響が考慮されていない。

#### (2) *AFD model*

覆工に発生する軸力は作用する繰返し水平荷重の大きさによって変動し、覆工の非線形的な挙動はその軸力変動に影響を受ける。また、覆工断面でのひび割れ発生により有効断面が減少すると断面力も低

下するため、このような軸力変動を断面全体で考慮するのは非常に困難である．そこで、*AFD model*では、*Multi-Spring model*や*Fiber model* (Lai, et al.<sup>33)</sup>, Li and Kubo<sup>34)</sup>)の概念を有限要素法に導入して覆工部材の離散化を行うことで、軸力変動による影響を適切に評価できるようにしたものである．

*Multi-Spring model*や*Fiber model*は、軸力変動を考慮した RC 部材の非線形モデルとして代表的なものであり、コンクリートと鉄筋部材をいくつかのバネ要素あるいはファイバー要素で離散化する．これらのモデルは、Plane-section 仮定、すなわち、RC 部材が二軸曲げ、軸力、せん断力の下で縦軸方向に沿ったいかなる断面も平面に保たれると仮定する．これにより、このモデルは適切に、2 軸曲げと軸力の相互作用を考慮することができる．本解析では、断面中の鉄筋をそれぞれ 1 本のファイバーで、コンクリート領域を 100 本のファイバーの束として断面を分割する．また、これらのファイバー要素に図 3-11<sup>26)</sup>に示すような厳密な鉄筋とコンクリートの応力～ひずみ関係を与えることにより、覆工の非線形性を考慮することができる．

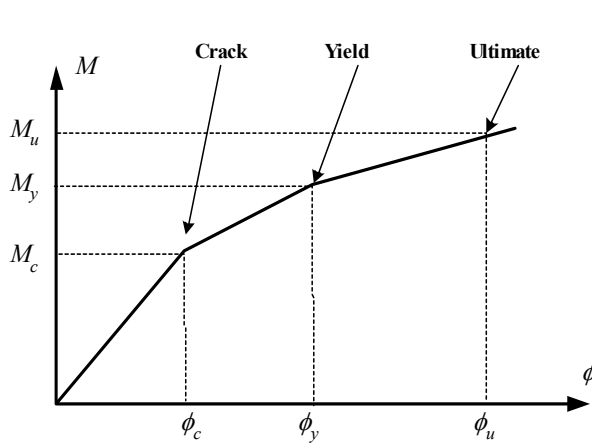


図 3-9 tri-linear model における  $M-\phi$  関係

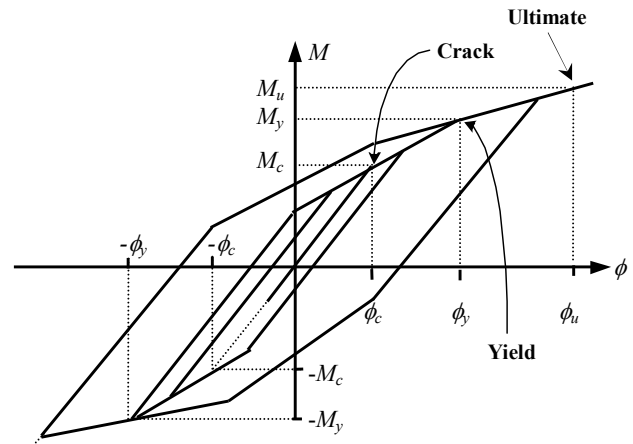


図 3-10 tri-linear model における部材の非線形特性<sup>31)</sup>

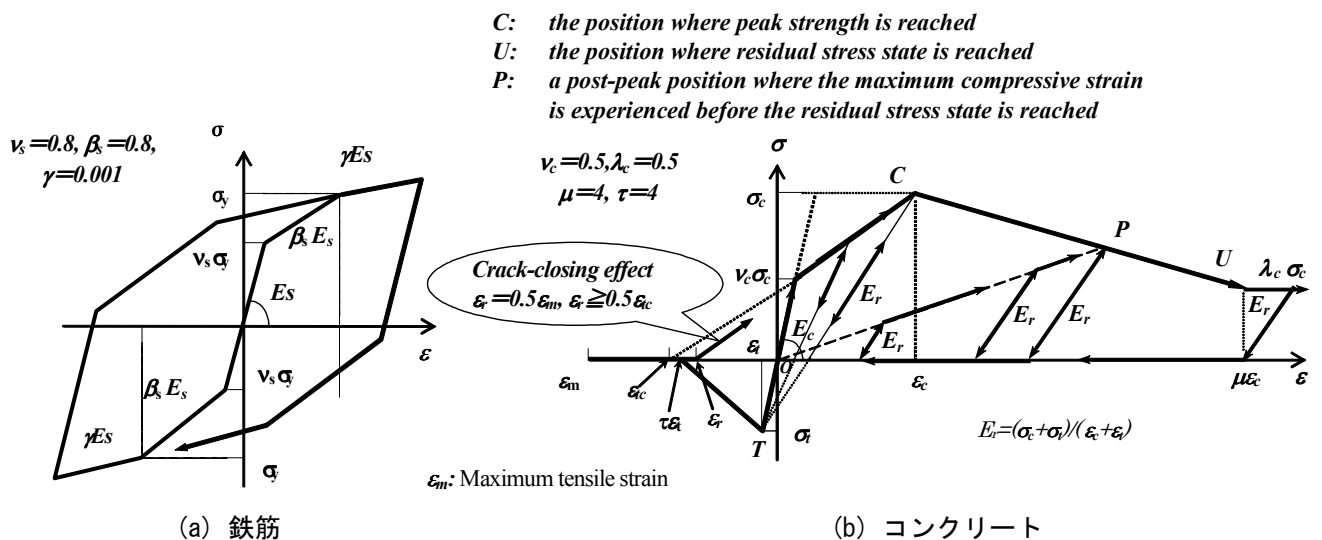


図 3-11 覆工部材の応力～ひずみ関係<sup>26)</sup>

式(3-11)に示すように、 $\varepsilon_a$ （梁断面の任意の点におけるひずみ）は、3つの成分に分けられる。すなわち、 $M_x$ による曲げひずみ $\varepsilon_{m1}$ 、 $M_y$ による曲げひずみ $\varepsilon_{m2}$ 、軸力による軸方向ひずみ $\varepsilon_0$ である。

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{m1} + \varepsilon_{m2} + \varepsilon_0 = \left\{ x(H_u''(z))^T + y(H_v''(z))^T - (H_w'(z))^T \right\} \cdot [A](\delta) = (F(z))^T \cdot [A](\delta) \quad (3-11)$$

ここで、 $(\delta) = \{u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi} \ u_j \ v_j \ w_j \ \theta_{xj} \ \theta_{yj}\}^T$ は節点の変位ベクトルを表す。

$$(F(z))^T = \left\{ x(H_u''(z))^T + y(H_v''(z))^T - (H_w'(z))^T \right\} \quad (3-12)$$

$$\begin{aligned} (H_u''(z))^T &= (0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 2 \ 0 \ 0 \ 0 \ \sigma_z) \\ (H_v''(z))^T &= (0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 2 \ 0 \ \sigma_z \ 0) \\ (H_w'(z))^T &= (0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0) \end{aligned} \quad (3-13)$$

$$[A] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -3/l^2 & 0 & 0 & 0 & -2/l & -3/l^2 & 0 & 0 & 0 & -1/l \\ 0 & -3/l^2 & 0 & -2/l & 0 & 0 & 3/l^2 & 0 & -1/l & 0 \\ 0 & 0 & -1/l & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/l & 0 & 0 \\ 0 & 2/l^3 & 0 & 1/l^2 & 0 & 0 & -2/l^3 & 0 & 1/l^2 & 0 \\ 2/l^3 & 0 & 0 & 0 & 1/l^2 & -2/l^3 & 0 & 0 & 0 & 1/l^2 \end{pmatrix} \quad (3-14)$$

仮想ひずみにより梁要素に蓄えられた仮想仕事は、次のように表現される。

$$U = \iiint_V \sigma_a d\varepsilon_a dv = \{d\delta\}^T \iiint_V E \cdot [A]^T \{F(z)\} \cdot \{F(z)\}^T [A] dv \cdot \{\delta\} \quad (3-15)$$

一方で、仮想変位による外力によって生じる仮想仕事  $W$  は、 $W = \{d\delta\}^T \{F\}$  である。ゆえに、仮想仕事の原理 ( $W = U$ ) は以下のように表せる。

$$\{F\} = \iiint_V E \cdot [A]^T \{F(z)\}^T [A] dv \cdot \{\delta\} = [K] \cdot \{\delta\} \quad (3-16)$$

ここに、 $[K]$ は梁要素の剛性マトリックスであり、式(3-17)となる。

$$[K] = \iiint_V E [A]^T [I] [A] dv \quad (3-17)$$

本モデルで $[I]$ は、式(3-18)のように定めた。

$$\begin{aligned} [I] &= \{F(z)\} \cdot \{F(z)\}^T = \left( x \{H_u''(z)\} + y \{H_v''(z)\} - \{H_w'(z)\} \right) \cdot \left( x \{H_u''(z)\}^T + y \{H_v''(z)\}^T - \{H_w'(z)\}^T \right) \\ &= [I_1] + [I_2] \end{aligned} \quad (3-18)$$

ここで、 $[I_1]$ は式(3-19)のように表す。これは、従来の梁理論での $[I]$ マトリックスと同じであるが、ここで

は軸力による  $M-\phi$  関係への影響を考慮していない。

$$[I_1] = x^2 \{H_u''(z)\} \cdot \{H_u''(z)\}^T + y^2 \{H_v''(z)\} \cdot \{H_v''(z)\}^T + \{H_w'(z)\} \cdot \{H_w'(z)\}^T \quad (3-19)$$

$[I_2]$ は次式で評価される。

$$\begin{aligned} [I_2] = & xy \cdot \left( \{H_u''(z)\} \cdot \{H_v''(z)\}^T + \{H_v''(z)\} \cdot \{H_u''(z)\}^T \right) \\ & - x \left( \{H_u''(z)\} \cdot \{H_w''(z)\}^T + \{H_w''(z)\} \cdot \{H_u''(z)\}^T \right) \\ & - y \left( \{H_v''(z)\} \cdot \{H_w''(z)\}^T + \{H_w''(z)\} \cdot \{H_v''(z)\}^T \right) \end{aligned} \quad (3-20)$$

$[I_2]$ には、軸力の  $M-\phi$  関係に与える影響を考慮する項が加えられている。上式から、 $[K]$ は次のように与えられる。

$$[K] = [A]^T \cdot [D] \cdot [A], \quad [D] = \begin{bmatrix} 0_{5 \times 5} & 0_{5 \times 5} \\ 0_{5 \times 5} & D_1 \end{bmatrix} \quad (3-21)$$

ここで、

$$[D_1] = \begin{bmatrix} 4EI_y & 4EI_{xy} & -2lEx & 6l^2EI_{xy} & 6l^2EI_y \\ 4EI_{xy} & 4EI_x & -2lEy & 6l^2EI_x & 6l^2EI_{xy} \\ -2lEx & -2lEy & lEA & -3lEy & -3l^2Ex \\ 6l^2EI_{xy} & 6l^2EI_x & -3lEy & 12l^3EI_x & 12l^3EI_{xy} \\ 6l^2EI_y & 6l^2EI_{xy} & -3l^2Ex & 12l^3EI_{xy} & 12l^3EI_y \end{bmatrix} \quad (3-22)$$

$$\begin{aligned} EA &= \iint E \cdot dA, \quad EI_y = \iint E \cdot x^2 \cdot dA \\ EI_x &= \iint E \cdot y^2 \cdot dA, \quad EI_{xy} = \iint E \cdot x \cdot y \cdot dA \\ E_x &= \iint E \cdot x \cdot dA, \quad E_y = \iint E \cdot y \cdot dA \end{aligned} \quad (3-23)$$

式(3-23)の積分は、面積  $A$  を  $N$  個の小さな面積  $A_i$  に分けて、次のように足し合わせることで評価される。

$$EI_y = \iint E \cdot x^2 \cdot dA = \sum_{i=1}^N E_i x_i^2 A_i \quad (3-24)$$

### (3) プレキャストアーチカルバート覆工のモデル化

本研究で対象とするアーチカルバート覆工は、図 3-12 に示すような鉄筋コンクリート構造であり、天端からの盛土高さ 1.5 m に対して設計されたもので、各材料定数はモジュラー技術マニュアルを参考にして決定した。そのコンクリートと鉄筋の材料定数を表 3-5 に示す。覆工の材料定数の値は単位奥行きあたりの値に換算したものである。

同図に肩部 (A-A 断面) と脚部 (B-B 断面) 断面のみを示す。アーチカルバートのすべての部材は 2 段の鉄筋が配筋されるが、それぞれの鉄筋やコンクリートの量は異なる。実際の断面において、各鉄筋の直径は異なる。しかしながら、*AFD model* では、同じ断面に異なる鉄筋の種類を指定することができ

ない。ゆえに、本研究では、実際と同じ有効断面積および本数を持つように、鉄筋の直径を換算し、同じ直径の鉄筋でモデル化した。アーチカルバートの覆工は7種類の断面形式によって構成されていると設定して、図 3-13 と表 3-6 に示すように①～⑦の断面を設定した。同図において黒い点線で囲まれた領域はそれぞれ同じ材料によって構成されている。図 3-14 に、本章に用いたアーチカルバートを含む盛土の各部材の諸元と重量を表す。

本研究では、*AFD model* より軸力変動を受ける RC 部材の力学挙動をコンクリートと鉄筋に分けて、それぞれの応力～ひずみ関係により、以下のようにコンクリートの引張破壊と鉄筋の降伏について考察する。

#### a. コンクリートの損傷

各部材断面のコンクリートを 100 本のファイバー要素でモデル化し、各要素には図 3-11 (b) に示すような応力～ひずみ関係を与えた。最初、コンクリートは線形的挙動を示し、損傷がまったく生じない。応力が  $\nu_c \sigma_c$  より大きくなると、変形係数が低下し、部材にひび割れが生じたと考えられる。さらに、応力が大きくなり  $\sigma_c$  に達すると、部材に圧縮破壊が生じ、応力の低下が見られる。

#### b. 鉄筋の損傷

全時刻歴を通して断面内全鉄筋に生じる応力  $\sigma$  は、図 3-11 (a) に示すように  $-\nu_s \sigma_y < \sigma < \nu_s \sigma_y$  の範囲では、線形的な挙動を示す。さらに、全鉄筋に作用する応力が  $\sigma_y$  より大きくなると、鉄筋が降伏する。

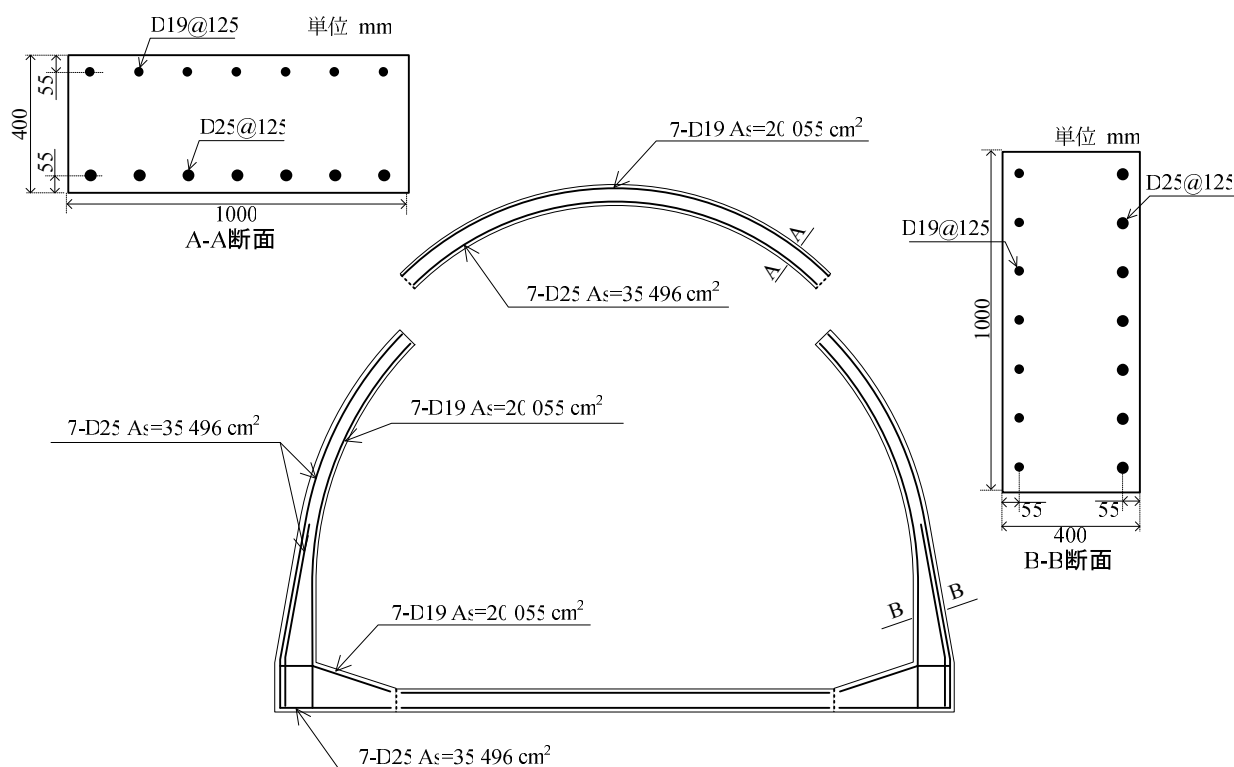


図 3-12 プレキャストアーチカルバートの断面図

表3-5 覆工材料定数

コンクリート	変形係数 $E_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.5 \times 10^7$
	圧縮強度 $f_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$4.0 \times 10^4$
	引張強度 $f_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.69 \times 10^3$
鉄筋	変形係数 $E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.0 \times 10^8$
	降伏強度 $f_y$ (kN/m <sup>2</sup> )	$4.0 \times 10^5$
鉄筋コンクリートの減衰定数 $h$		0.02

表3-6 覆工の諸元

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
主鉄筋の直径 (m)	0.0134	0.0134	0.0159	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134
鉄筋本数 (本)	38	38	24	62	62	62	38
矩形断面の厚さ (m)	0.825	0.575	0.450	0.771	0.705	0.567	0.400

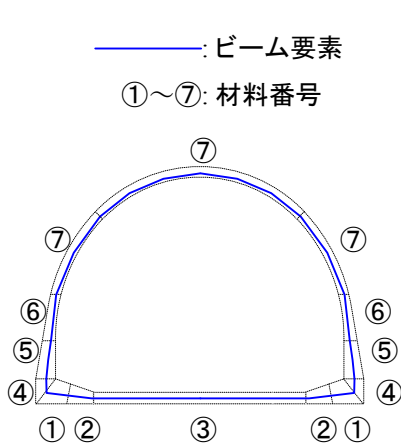


図 3-13 覆工の材料番号

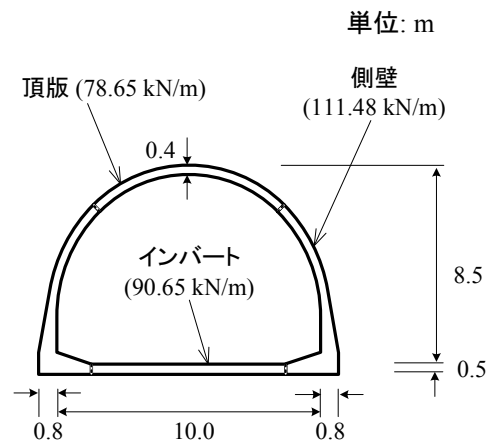


図 3-14 アーチカルバートの各部材の諸元

### 3.3.3 プレキャストアーチカルバートを含む盛土のモデル化

アーチカルバートを含む盛土の縦断方向における連結は、図 3-15 に示すようにプレキャストアーチカルバート構造物を設置した後、PC 剛線にプレストレスを与えて一体系で施工するため、縦断方向におけるユニット間の摩擦は無視できると考えられる。

プレキャストアーチカルバート（以下、プレキャストを略す）を含む盛土は構造上、加振方向が横断方向と縦断方向の場合に地震時の挙動が異なると考えられるため、両方向での耐震性の検討が必要であると考えられている。また、覆工の耐震性を適切に評価するためには、地盤との相互作用を考慮する必要があるため、地盤および覆工を一体系とした 3 次元動的有限要素解析が有効である。

本研究では、3 次元動的有限要素解析を行うための第 1 段階として、アーチカルバート盛土の横断方向に対して、2 次元平面ひずみ状態における動的有限要素解析を行う。ただし、DGPILE-3D は 3 次元を扱う解析コードであるため、ここでは単位奥行きでの模擬的な 2 次元平面ひずみ状態を与える。



(a) PC 剛線の挿入



(b) PC 剛線のプレストレスによる緊張

図 3-15 PC 剛線によるアーチカルバートの縦断方向への一体化<sup>35)</sup>

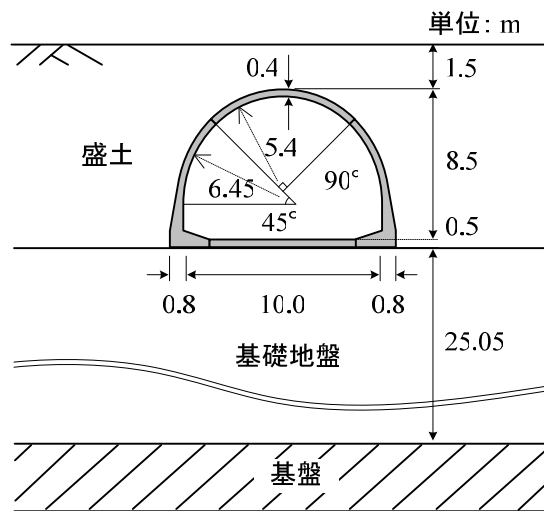


図 3-16 アーチカルバートを含む盛土

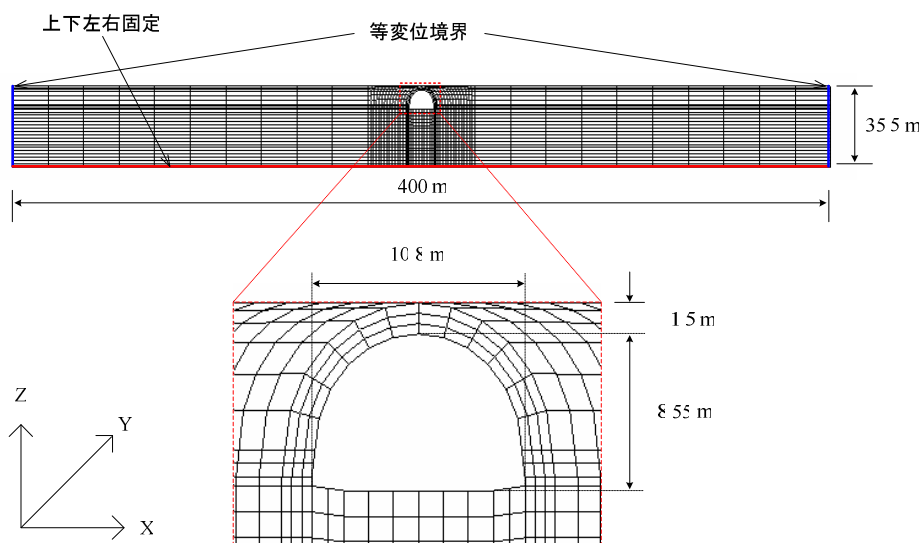


図 3-17 解析メッシュと境界条件



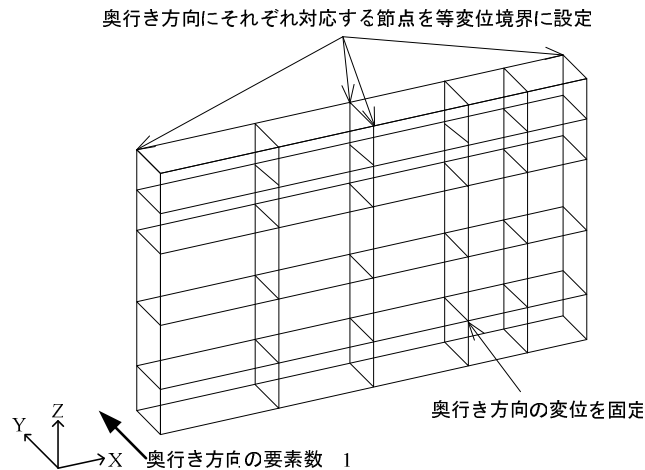


図 3-18 擬似的 2 次元平面ひずみ条件状態の模式図

本章の検討対象であるアーチカルバートを含む盛土の緒元を図 3-16、解析メッシュと境界条件を図 3-17 に示す。アーチカルバートを含む盛土の解析領域は  $x$  方向を 400 m、 $z$  方向を 35.5 m とした。同図に示すように、領域底面を  $xyz$  方向および回転に対して完全固定とした。さらに、本解析では縦断方向におけるユニット間の摩擦は考慮せずに奥行き 1 m のみを取り、2 次元平面ひずみ状態を擬似的に表現するために、各節点の奥行き方向 ( $y$  軸)の変位を固定し、奥行き方向に対応する節点同士を  $x$  方向および  $z$  方向に対して等変位境界条件と設定した。等変位境界とは、同じ高さの 2 点に対して等変位境界を設定することで、その 2 点の変位が完全に一致するように設定するものである。すなわち、ここでは領域側面において同じ  $z$  座標をもつ両端の節点が全く同じ変位を生じるものとした。その詳細を図 3-18 に示す。

### 3.4 初期応力状態の設定

#### 3.4.1 埋め戻し過程の力学挙動

図 3-19 に、アーチカルバートとボックスカルバートの覆工に作用する鉛直荷重について検討した模型実験例<sup>36)</sup>を示す。この実験では、砂質土の 2 次元モデルを想定し、地盤材料にアルミ棒積層体を用いた。アルミ棒は長さ  $b = 50$  mm で、直径は 1.6 mm と 3.0 mm の 2 種類が用いられ、この 2 種類のアルミ棒を豊浦硅砂の粒径加積曲線にほぼ平行となるように、重量比 3:2 で混合して、横に並べて積み上げ、地盤を作成した。覆工模型には、同図に示すように、3 種類のアーチカルバート模型および 2 種類のボックスカルバート模型を用いた。Type-A, B, C はそれぞれ 0, 2, 3 ヒンジアーチカルバートであり、Type-D は柔なボックスカルバート、Type-E は剛なボックスカルバートである。アーチカルバート模型は、アクリル製（弾性係数  $E = 2.5 \times 10^3$  MPa）で、奥行き  $bt = 65$  mm、幅  $D = 200$  mm、厚さ  $t = 2$  mm、高さ 100 mm の半円筒形状であり、ヒンジ部分は真鍮製の蝶番でモデル化している。ボックスカルバート模型は、アクリル製（弾性係数  $E = 2.5 \times 10^3$  MPa）で、奥行き  $bt = 65$  mm、幅  $D = 200$  mm、高さ 100 mm とし

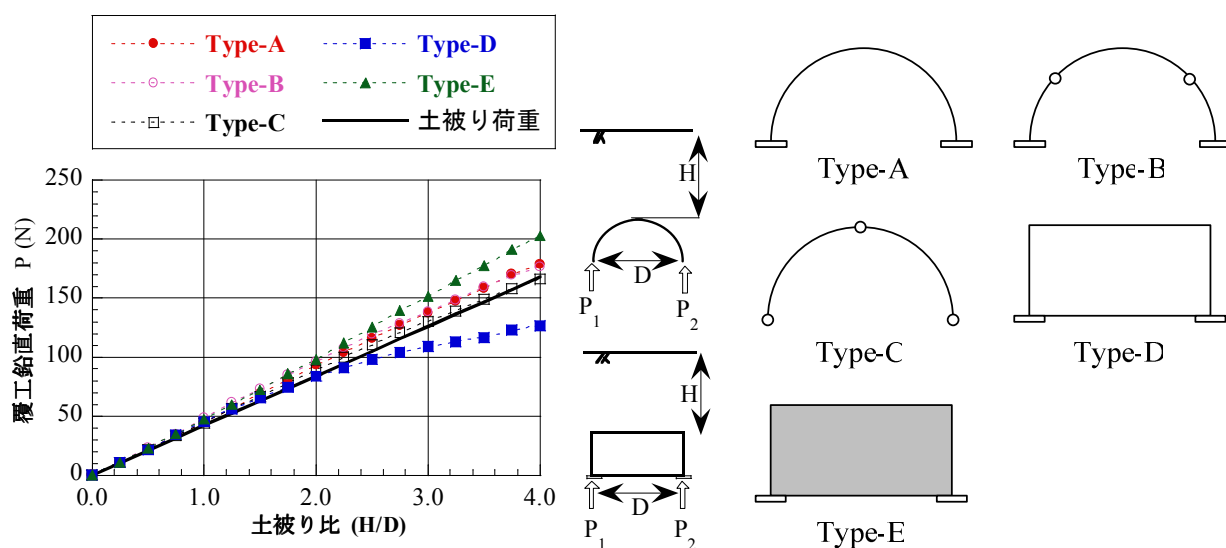


図 3-19 覆工鉛直荷重と土被り比の関係<sup>36)</sup>

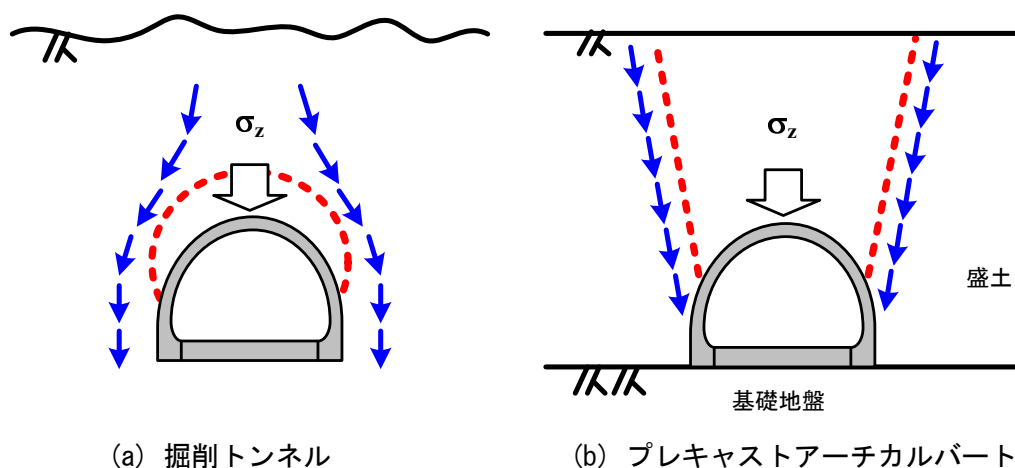


図 3-20 掘削トンネルとプレキャストカルバートの鉛直土圧

て、厚さ  $t = 2 \text{ mm}$  の柔なカルバート模型（アクリルボックス）と内部に空洞の無い剛なカルバート模型（アクリルブロック）を用いた。覆工鉛直荷重  $P$  は、左右脚部のブロックで計測された鉛直荷重を  $P_1$  と  $P_2$  の和とし、 $P = P_1 + P_2$  で定義されている。図中の土被り荷重は  $\gamma H \times D \times B$ （ $\gamma$ ：アルミ棒積層体の単位体積重量， $H$ ：天端からの盛土高さ， $D$ ：カルバート内部の幅， $B$ ：奥行き）によって計算した理論値である。

同図に示す、各覆工種類の土被り比と覆工鉛直荷重の関係により、Type-A, B, C の場合、土被り比が 2.0 以下では覆工鉛直荷重は土被り荷重にほぼ等しいが、土被り比が 2.0 以上になると、覆工鉛直荷重は土被り荷重より若干大きくなる。Type-D の場合、土被り比が 2.0 以下では覆工鉛直荷重は土被り荷重にほぼ等しいが、土被り比が 2.0 以上では、覆工鉛直荷重は土被り荷重よりも小さくなる。Type-E の場合は、土被り比にかかわらず、覆工鉛直荷重は常に土被り荷重より大きく、さらに、各覆工形状で最も大きい値を示す。Type-E は他の覆工形状に比べて覆工の剛性が極めて大きく、覆工頂版部の鉛直下方への

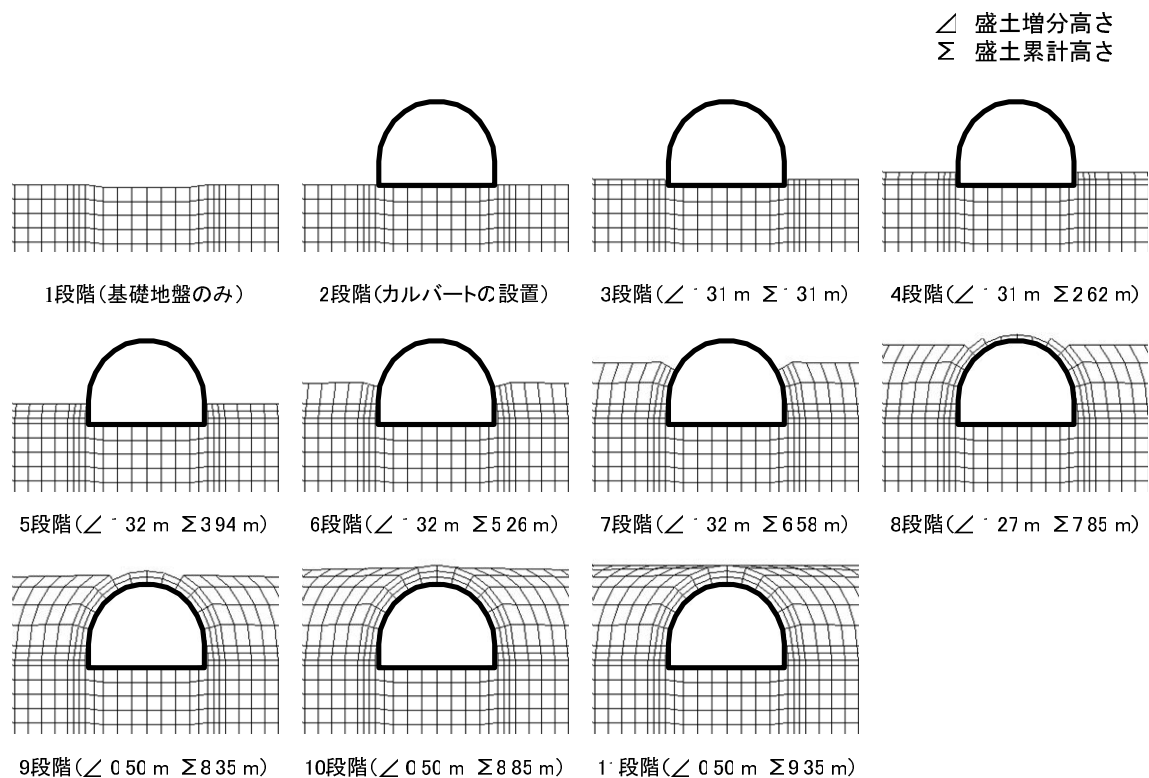


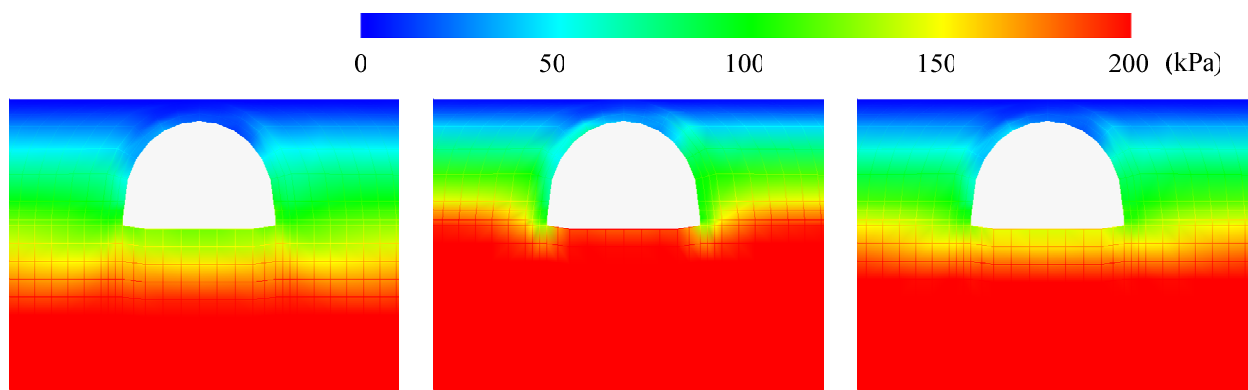
図3-21 アーチカルバートを含む盛土の施工段階より解析断面

変形は生じない。また、土被りの増加に伴って周辺地盤は鉛直方向に圧縮される。これらのことより Type-E では、覆工に対して周辺地盤が鉛直下方に移動するため、覆工直上の地山は鉛直下方へとせん断応力を受け、結果として覆工鉛直荷重が他の覆工形状より大きくなる。

図 3-19 に示す模型実験結果と掘削トンネルの周辺地盤応力状態を比較する図を図 3-20 に示す。図 3-20(a)に示すように、掘削トンネルでは、地山にトンネルを掘削することにより、上部周辺地盤で応力解放が発生し、鉛直土圧は土被り圧  $\gamma H$  より小さくなる。これに対して、プレキャストアーチカルバートを含む盛土のような盛土式構造物では、図 3-20(b)に示すように、土被りの増加に伴って周辺地盤は鉛直方向に圧縮され、鉛直土圧が増加し、土被り圧  $\gamma H$  より大きくなる。地中構造物は地震波により周辺地盤から大きい影響を受け、地盤と構造物の相互作用によりその安定性が決定される。さらに、以上で示したように地盤と構造物の相互作用は、施工方法により大きく異なる。ゆえに、本研究で盛土式構造物の耐震性の検討において、施工過程を考慮して地盤および構造土の初期地盤応力状態を設定することが必要である。

### 3.4.2 施工過程による初期応力状態の算定

本研究 (3, 4, 5 章)では実現場と同様な施工過程を考慮する自重解析を行い、地盤および覆工の初期応力状態を算定した。自重解析により求めた各値は、動的解析における初期値として用いられる。そこで、本研究では弾塑性有限要素法を用いて、基礎地盤上にカルバート構造物と盛土を段階的に設置する施工過程を考慮する自重解析を行い、施工完了時の地盤応力と構造物の断面力を求めた。図 3-21 に施



(a) 水平応力分布

(b) 鉛直応力分布

(c) 平均主応力分布

図 3-22 施工完了時の地盤応力分布

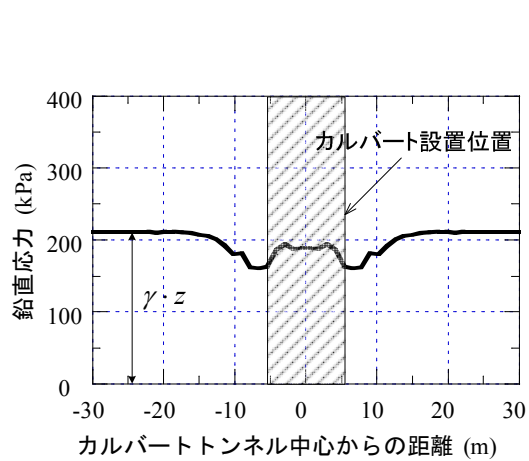


図 3-23 施工完了時の地盤応力分布

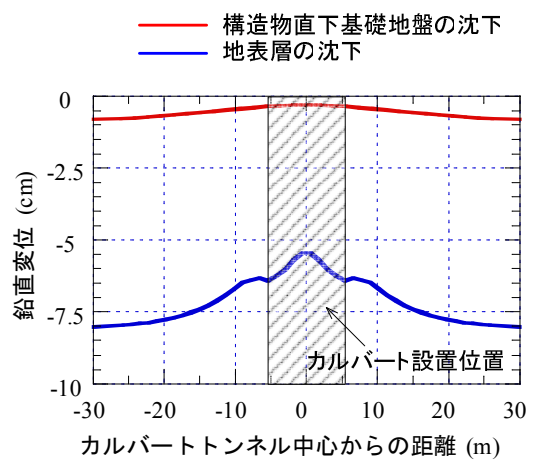
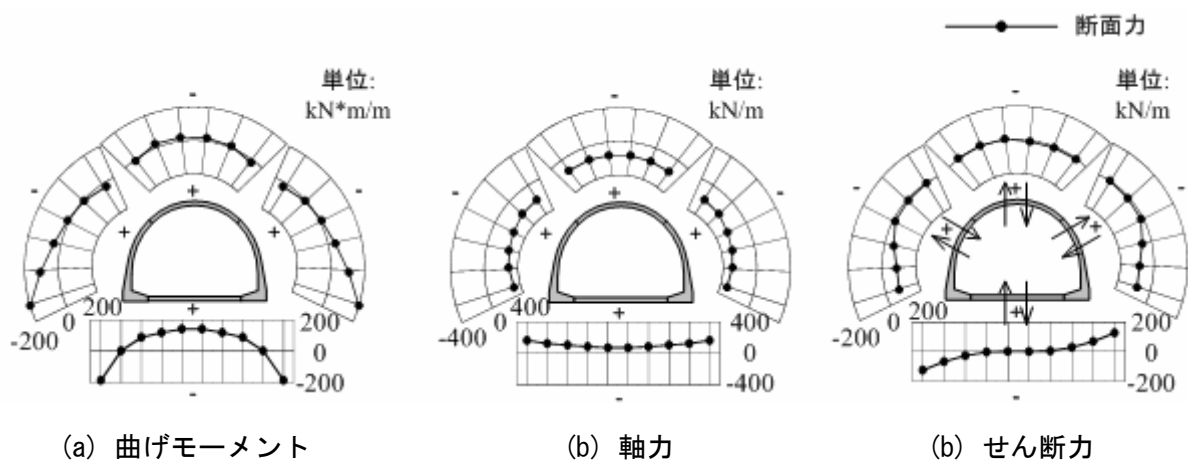


図 3-24 施工完了時の地盤応力分布



(a) 曲げモーメント

(b) 軸力

(b) せん断力

図 3-25 施工完了時における断面力分布

工過程を考慮する自重解析の詳細段階を示す。施工過程で新たに増える要素に対しては、ダミー要素<sup>37)</sup>を用いた。追加しようとする要素に対しては、最初から空気と同じような物性を有するダミー要素としてメッシュ内に配置しておけば、途中で節点番号などが変更されることを防ぐことが可能である。

図 3-22 に施工完了時における構造物周辺地盤の水平応力、鉛直応力、平均主応力の分布を示し、図 3-23 に構造物直下の基礎地盤の鉛直応力を示す。図 3-24 には、地表層と構造物直下の基礎地盤の鉛直変位を示す。図より、アーチカルバートの下部地盤には、土被り圧  $\gamma H$  とほぼ同じ鉛直土圧が生じる。本解析で対象とするアーチカルバートは低土被り ( $H/D=0.15$ ) であるため、応力集中現象が生じないと考えられ、これは、図 3-19 の実験結果と同じ傾向を示す。

図 3-25 に施工完了時覆工に発生する断面力を示すが、曲げモーメント、軸力、せん断力、いずれも左右対称になり、正しい解析結果が得られたと考えられる。さらに、脚部で最大曲げモーメントと最大せん断力が発生する現象から、静的自重状態では、脚部に最大断面力が発生することが確認できた。

### 3.5 地盤および覆工の弾塑性モデル化による動的挙動

#### 3.5.1 入力地震波

兵庫県南部地震は近代都市の地震防災対策に関し、ハード、ソフト両面から様々な課題を提供した。この中で最も重要な課題となったのが「マグニチュード 7 クラス以上の内陸断層の近傍域で発生する極めて強い地震動」を今後の耐震設計でどのように扱うかということである。

本研究でも、アーチカルバートを含む盛土の耐震性を検討するために、レベル 2 地震動に相当する適切な地震波を求めることを工夫した。まず、この場で、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動の定義を記す<sup>38)</sup>。レベル 1 地震動とは、当面は許容応力度設計などの従来型設計に用いる地震動で、レベル 2 地震動とは、構造物の損傷過程に立ち入って安全性を調査するための地震動であり、現在から従来にわたって当該時点で考えられる最大級の強さをもつ地震動とする。

レベル 2 地震動の設定法に関しては地震後の耐震設計基準の改訂<sup>39)</sup>において、次のような 3 種類の考え方が示された。

- i) “既往最大” による方法
- ii) 断層より直接的に地震動を算定する方法
- iii) 観測された地震動および解析による地震動を統計的に処理し、一定の非超過確立を設定して地震動を決定する方法

本研究では「i) “既往最大” による方法」を用いて、入力地震波を決定した。方法としては、図 3-26 に示す兵庫県南部地震 (1995 年) での JR 西日本鷹取駅構内地盤における地震波<sup>40)</sup>に対し、フーリエスペクトル分析 (図 3-27) を行い、周波数 0.8 ~ 1.0 Hz で卓越する特徴を得た。入力地震波の周波数は、地盤と構造物が完全な破壊まで至らないと応答値の分散は生じないことに基づき、0.88 Hz と決定した。最大加速度は、地表層の応答加速度がレベル 2 地震動に相当するような、600 gal と決定した。さらに、アーチカルバートを含む盛土はモデル化が非常に複雑であり、応答特性を確実に把握するため、1 周期

の波を用いた．以上をまとめると，決定した入力地震波は，図 3-28 に示すように最大加速度 600 gal の sin 波 1 周期分 (0.88 Hz のサイクル)である．解析上地震波の入力は，地盤底面より 0.01 秒ごとに加速度として与え，計 1000 ステップで解析を実施した．

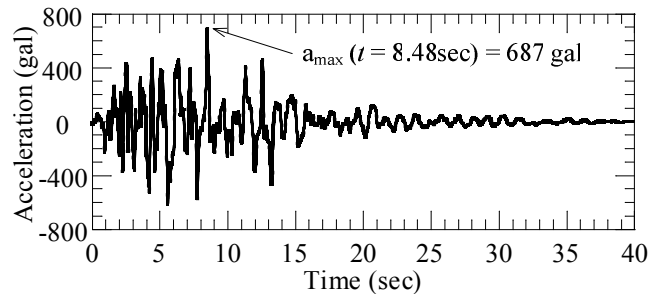


図 3-26 兵庫県南部地震での JR 西日本鷹取駅構内地盤に置ける観測地震波 <sup>40)</sup>

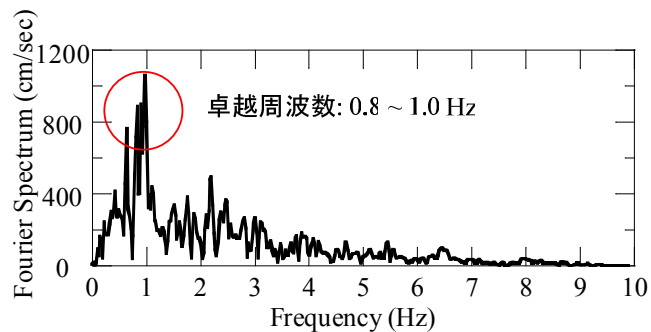


図 3-27 JR 西日本鷹取駅構内の地震波のスペクトル解析

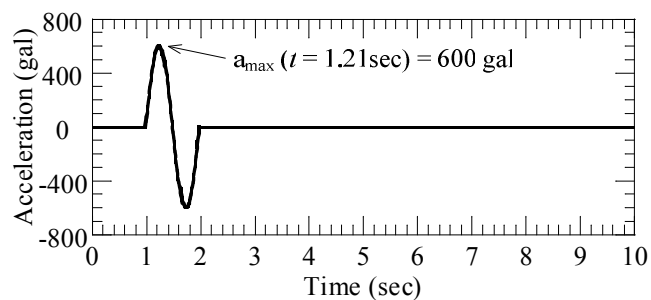


図 3-28 本研究で用いた地震波形

表 3-7 解析パターン

		盛土および基礎地盤	
		<i>Drucker-Prager model</i>	<i>t<sub>ij</sub>-sand model</i>
鉄筋コンクリート	<i>tri-linear model</i>	Case 3-1	Case 3-3
	<i>AFD model</i>	Case 3-2	Case 3-4

### 3.5.2 地盤および覆工モデル化の比較検討

本項では、地盤および覆工のモデル化によるアーチカルバートを含む盛土の動的挙動を検討した。盛土と基礎地盤では *Drucker-Prager model* と *t<sub>ij</sub>-sand model*、覆工では *tri-linear model* と *AFD model* の各2種類のモデルをそれぞれ合わせて、計4ケースの解析モードを検討する。解析パターンを表3-7に示す。また、覆工部材に生じる断面力および変形に着目し、アーチカルバートの動的挙動について検討を行う。さらに、周辺地盤の応力～ひずみ関係に基づき、覆工と地盤の相互作用について考察を加え、適切な地盤および覆工のモデル化について検討する。

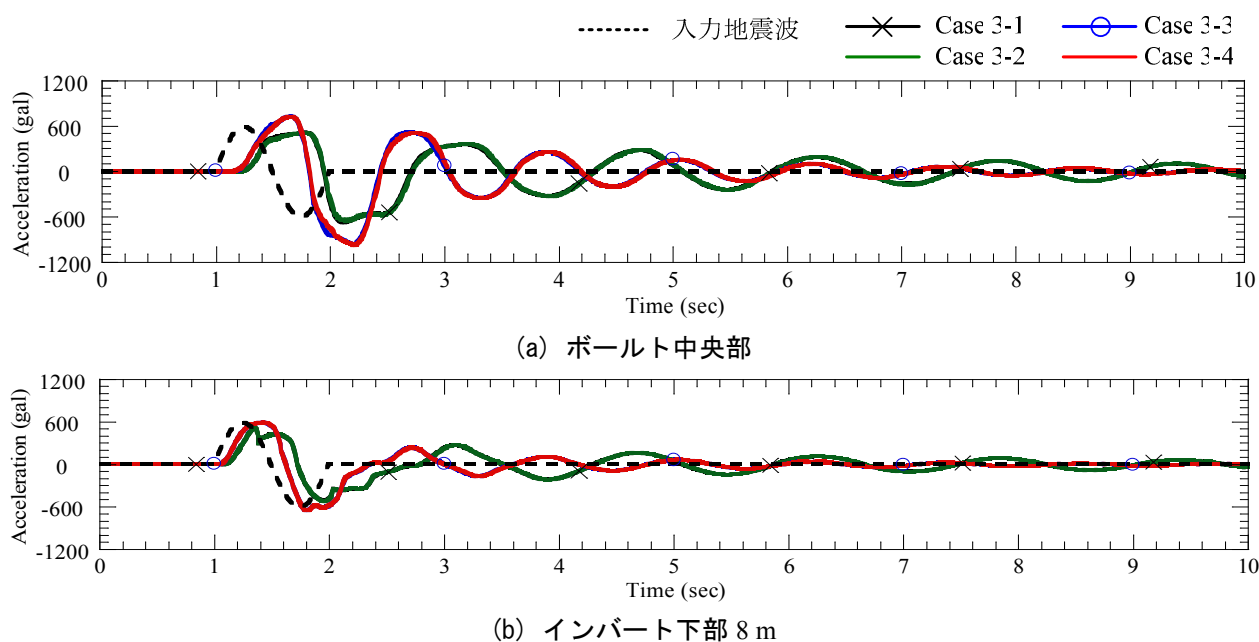


図 3-29 水平応答加速度の時刻歴

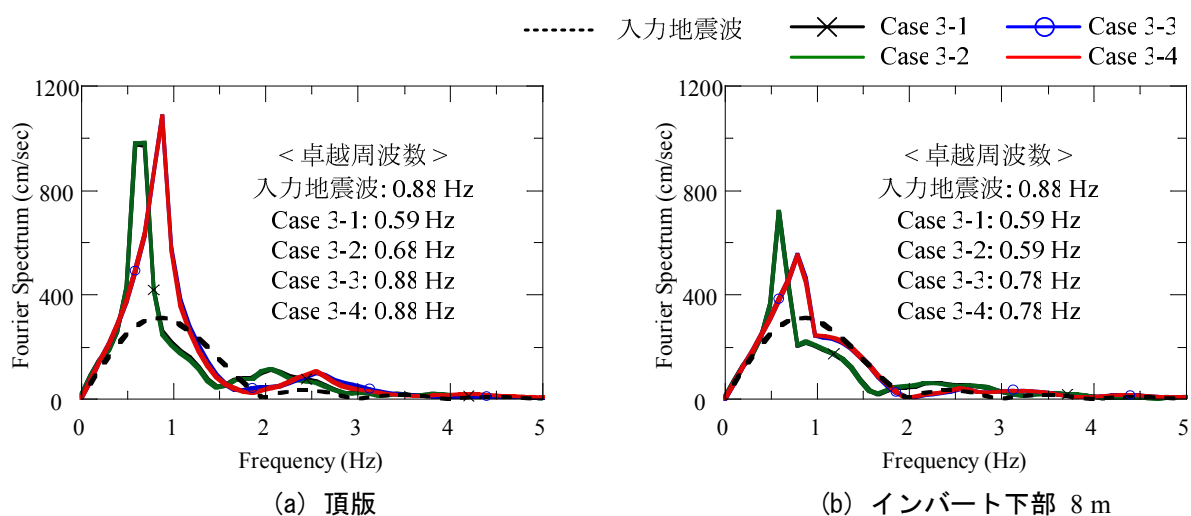


図 3-30 水平応答加速度のフーリエスペクトル

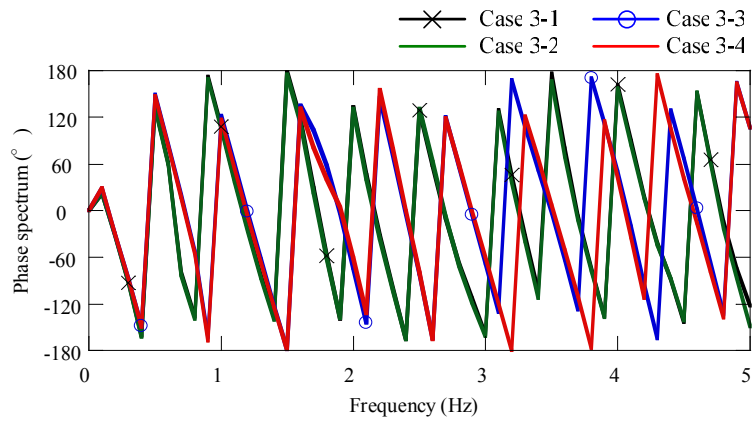


図 3-31 頂版における水平応答加速度の位相差スペクトル

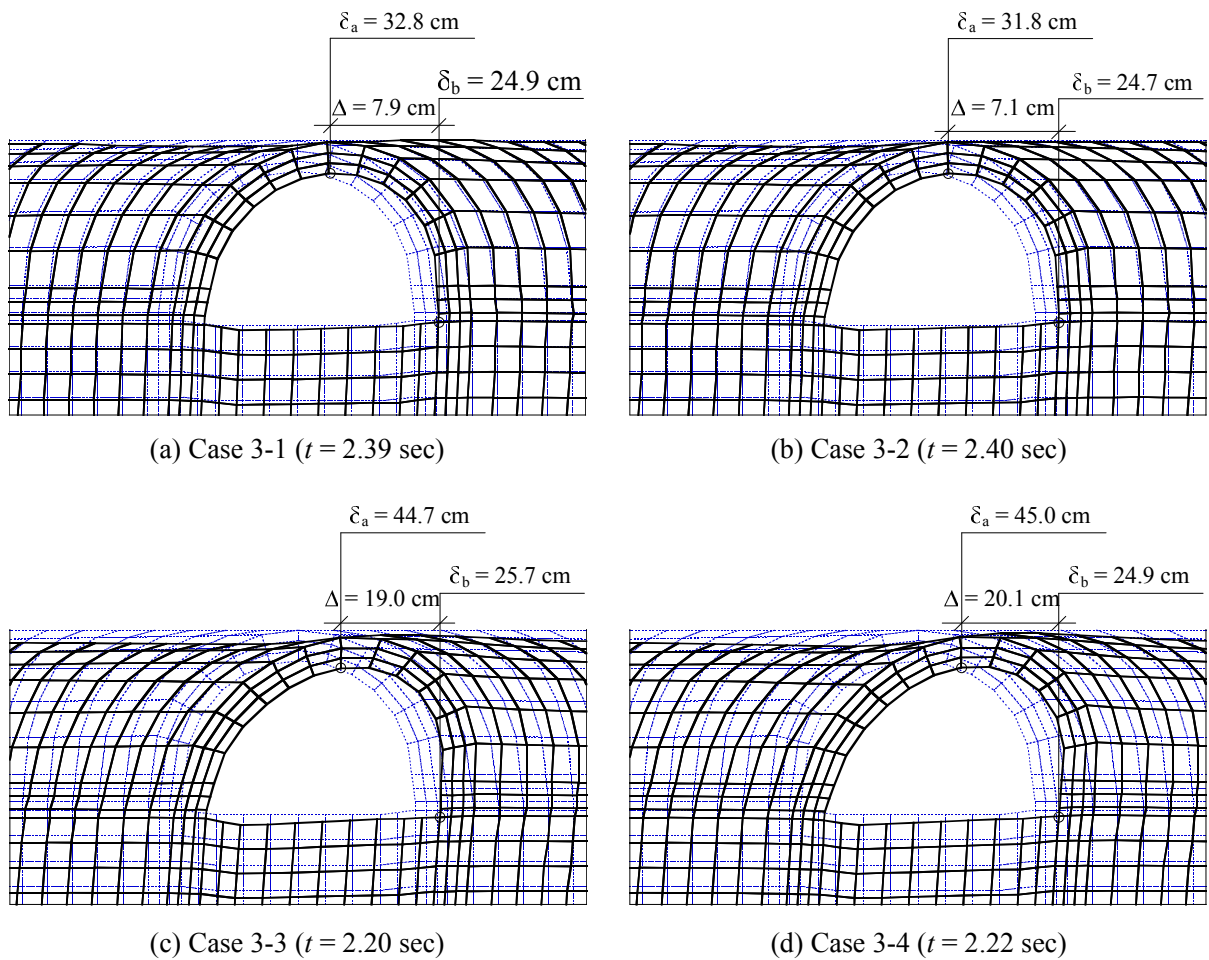


図 3-32 最大変位発生時のメッシュ変形図

#### (1) 地震波による地盤の動的挙動

図 3-29 に、アーチカルバートのボールト中央部とインバート下部 8 m における水平応答加速度の時刻歴を示す。図より、Case 3-1, Case 3-2, Case 3-3, Case 3-4 順に 670 gal, 656 gal, 955 gal, 971 gal の最大加速度が発生する。さらに、Case 3-3, Case 3-4 ではほぼ同じ時刻歴が見られ、覆工モデルより地盤モ



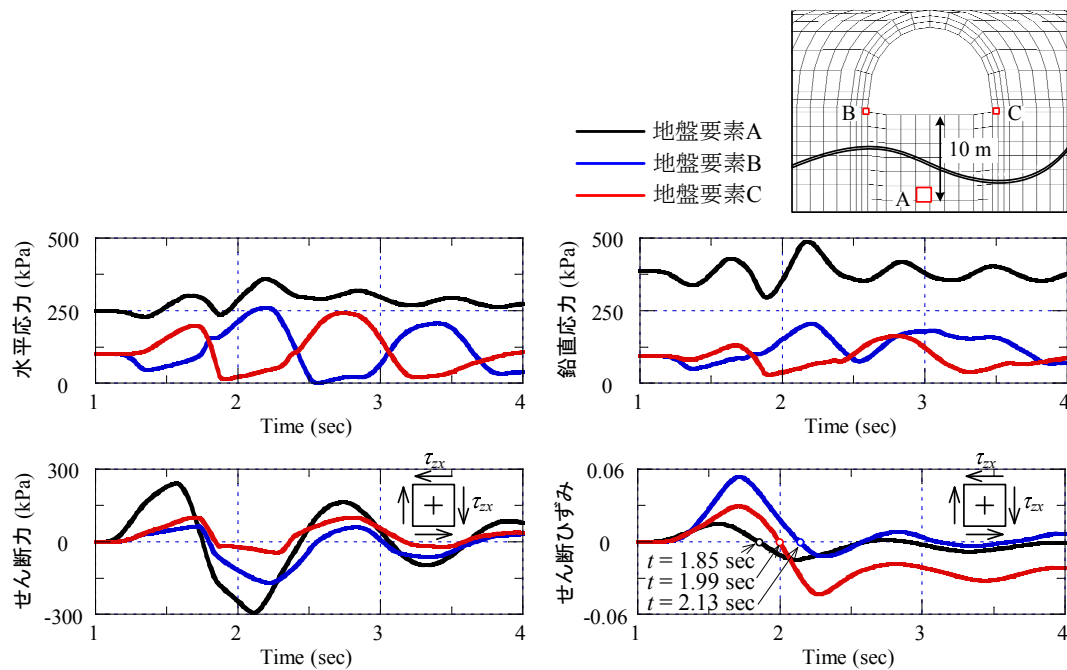


図 3-33 地盤要素の動的挙動 (Case 3-4)

デルによる影響が顕著であることが分かる。

図 3-30 に、アーチカルバートのボルト中央部およびインバート下部 8 m における水平応答加速度のフーリエスペクトルを示す。入力地震波の卓越周波数は 0.88 Hz であることに対して、*Drucker-Prager model* でモデル化した Case 3-1 と Case 3-2 では応答値の卓越周波数が 0.59～0.68 Hz の間であるが、*t<sub>ij</sub>-sand model* でモデル化した Case 3-3 と Case 3-4 では応答値の卓越周波数が 0.78～0.88 Hz の間で、入力地震波の卓越周波数とほぼ同じ値を示す。さらに、覆工のモデル化より地盤のモデル化のほうが卓越周波数に大きい影響を及ぼすことが確認された。以上から、本研究では、より正確に入力地震波の卓越周波数を反映できる *t<sub>ij</sub>-sand model* を用いるのが適切であると考えられる。

図 3-31 に、アーチカルバート頂版における応答加速度の位相差スペクトル分析結果を示す。図より、周波数が 0.5 Hz 以上になると、地盤モデル化の差により、位相差が生じる。また、*t<sub>ij</sub>-sand model* で地盤をモデル化した Case 3-3 と Case 3-4 では、入力地震動の周波数 3.0 Hz 以上になると位相差が発生し、3.0 Hz 以下の低周波数を与えた際には、梁要素のモデル化による位相差が生じないことが確認された。

図 3-32 に、アーチカルバート頂版で最大変位が発生した時の覆工と周辺地盤の変形を 5 倍に拡大して示す。図より、Case3-3 と Case3-4 で発生する構造物の水平変形は、Case3-1 と Case3-2 の 2 倍以上になる結果が見られるが、これは、地盤のモデル化の違いが覆工と地盤の変形に大きい影響を及ぼすためだと考えられる。

図 3-33 に、Case3-4 (基礎地盤と盛土: *t<sub>ij</sub>-sand model*, 鉄筋コンクリート: *AFD model*) の動的解析による、構造物から離れた地盤要素 A と構造物両側における地盤要素 B と C に発生する応力とひずみの時刻歴( $t=1\sim4 \text{ sec}$ )を示す。構造物下部 25.23 m の基盤に sin 波を与えることにより、基礎地盤と構造物を含む盛土は、最初は左側に向き、その傾きはさらに大きくなったあと、徐々に減衰する。

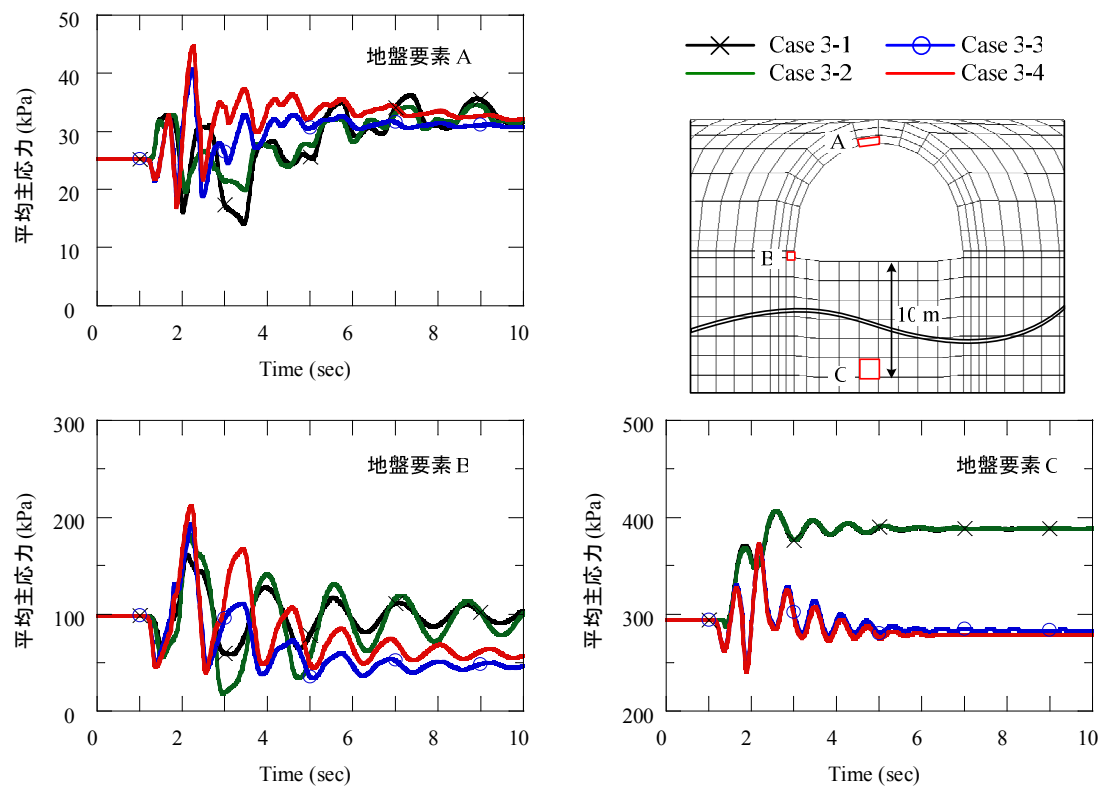


図 3-34 地盤要素の平均主応力の時刻歴

最初、アーチカルバートを含む盛土が左側向きに挙動する際、地盤要素 A, B, C ではせん断変形により、せん断力とせん断ひずみはいずれも増加する傾向を示す。さらに、地盤下部における地盤要素 A は地盤要素 B と C より大きいせん断力が発生する。構造物左右側のせん断力では、構造物を含む盛土が左側向きに挙動する際、地盤要素 C が地盤要素 B より大きく、右側向きに挙動する時は、地盤要素 B が地盤要素 C より大きい。地盤応力で記述したことと同様に、地震波により地盤からの慣性力が発生し、さらに剛性が高く動き難い構造物から反力が生じ、せん断力が大きくなると考えられる。さらに、せん断ひずみの時刻歴について検討すると、地盤要素 B は地震が収まると元に回復することに対して、地盤要素 C は (・) 残留せん断ひずみが発生し、地震によって、右側サイドウォールが右側に変形したと考えられる。

図 3-34 に、アーチカルバート周辺地盤要素における平均主応力の時刻歴を示す。覆工底から 10 m 離れた地盤要素 C では、いずれの地盤モデルに対しても、覆工モデルによる影響が小さい。これに対して、覆工に隣接した地盤要素 A と地盤要素 B では、覆工モデルの差異による地盤応力挙動の変化が見られる。また、地盤要素 A および地盤要素 B では、最大応力が発生した後から応力の差が明確に現れ、覆工の剛性の影響による地盤応力の変化を示す。地盤要素 C の残留応力に注目すると、地震が収まると、 $t_{ij}$ -sand モデルを用いたケースでは応力レベルが元に戻ることにに対して、*Drucker-Prager model* でモデル化したケースでは、元に戻らず残留応力が生じる。構造物から遠く離れた地盤要素 C では、構造物の影響を受けないため、地震が収まったあとは元の応力状態に戻ると考える。これから、 $t_{ij}$ -sand model の方がより適切に地盤の挙動を表わすことができると考えられる。

図 3-35 に、各ケースで、周辺地盤要素の体積ひずみ～せん断ひずみ関係およびせん断力～せん断ひずみ関係を示す。 *Drucker-Prager model* でモデル化した Case 3-1 と Case 3-2, *t<sub>ij</sub>-sand model* でモデル化した Case 3-3 と Case 3-4 で同じ傾向が見られ、地盤モデル化により構造物周辺地盤要素の応力～ひずみ関係が決まることが分かる。 *t<sub>ij</sub>-sand model* で地盤をモデル化した Case 3-3 と Case 3-4 では、体積圧縮に伴い、より大きいせん断ひずみおよびせん断力が発生する。これから、構造物周辺地盤の安定性を評価

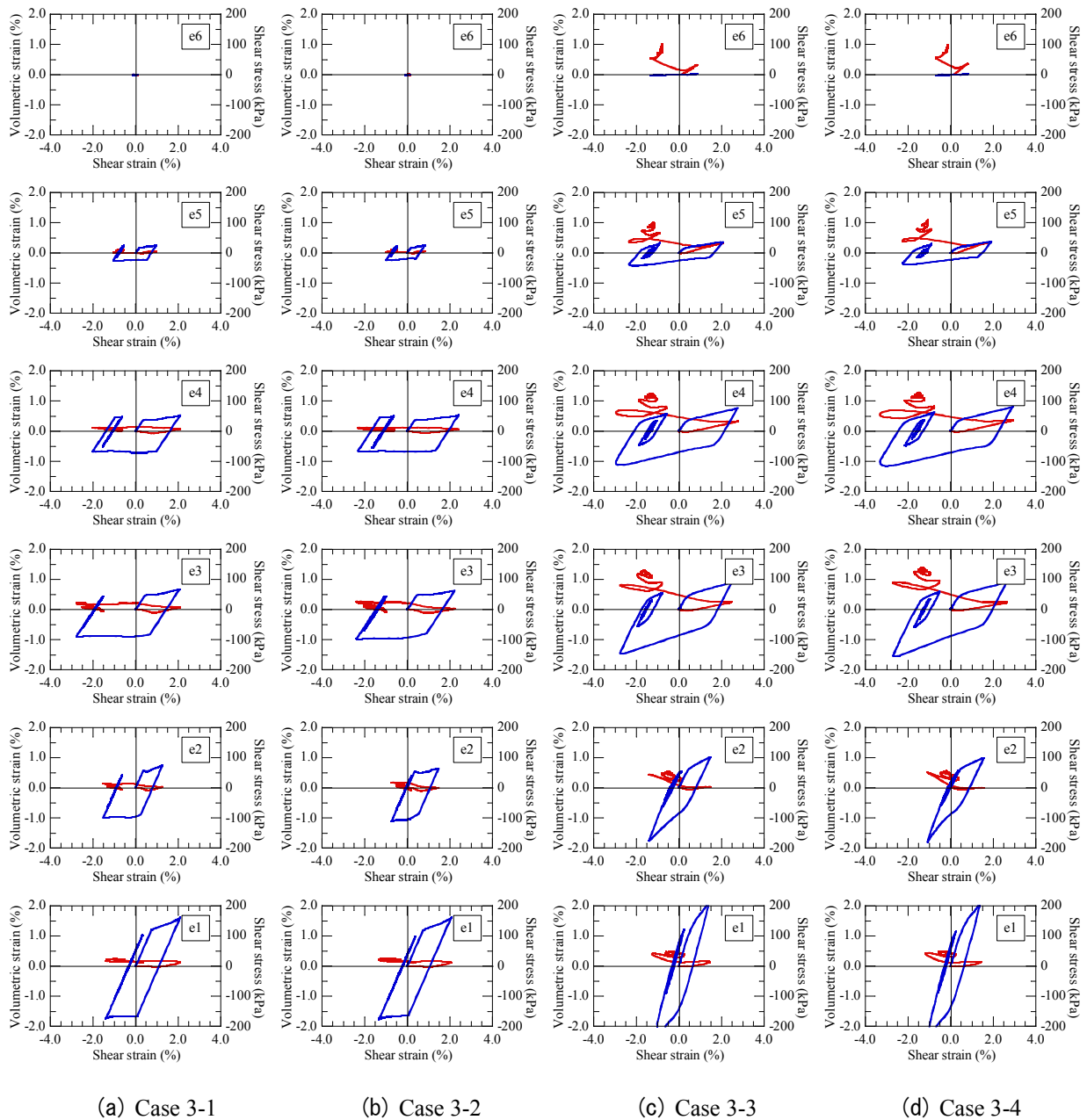
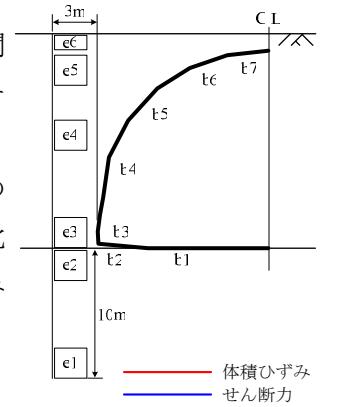


図 3-35 各ケースによる体積ひずみ - せん断ひずみとせん断力 - せん断ひずみの関係

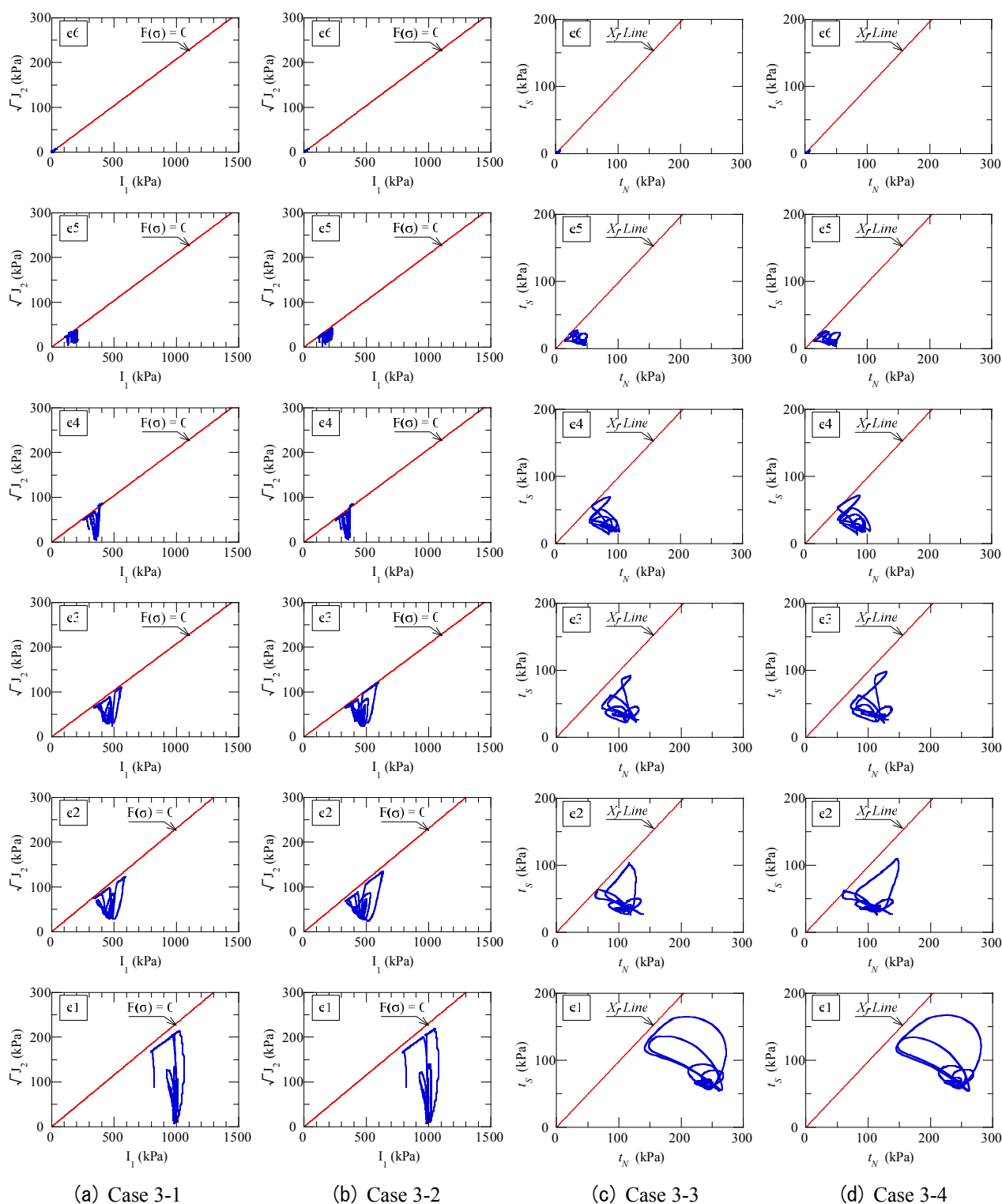


図 3-36 各ケースにおける応力経路

する際、 $t_{ij}$ -sand modelは弾完全塑性モデルのDrucker-Prager modelより、安全側に設計することができると考えられる。さらに、Case 3-3とCase 3-4では、周辺地盤要素の体積変化が確認でき、より適切に地盤の挙動を表現できたと考えられる。

図 3-36 に、図 3-35 と同じ地盤要素の応力経路を示す。すべての地盤要素において、Case 3-1 は Case 3-2、Case 3-3 は Case 3-4 と同じ挙動を示す。これからも、地盤の位置にかかわらず、その力学挙動は構造物のモデル化にほとんど影響されないことが確認できる。

## (2) 地震波による鉄筋コンクリートの動的挙動

ここでは、*t<sub>ij</sub>-sand model* で地盤をモデル化し、*tri-linear model* および *AFD model* で覆工を表現した Case 3-3 と Case 3-4 に対して検討を行い、梁要素のモデル化による覆工挙動の差異を調べる。図 3-37 に、アーチカルバートの各部材の、曲げモーメント ( $M$ ) ~ 曲率 ( $\phi$ ) の関係を示す。ここで、 $M$ - $\phi$  曲線の傾きは部材の曲げ剛性を表す。Case 3-3 と Case 3-4、いずれも b4, b5, b6, b7 要素ではほぼ同様な  $M$ - $\phi$  関係を表すが、*tri-linear model* では線形的、*AFD model* では非線形的な挙動を示す。さらに、両ケースいずれも、脚部における b2 と b3 梁要素で大きい曲げモーメントが発生する。

梁要素 b3 の  $M$ - $\phi$  関係の時刻歴を比較すると、最初両ケースは、(-) 曲率と (-) 曲げモーメントの挙動を表し、その剛性はほぼ同じである。しかしながら、曲げモーメントの増加とともに、Case 3-3 では、定められた  $M_c$ ,  $M_y$ ,  $M_u$  により  $M$ - $\phi$  関係を示し、線形的な挙動を示す。これに対して、Case 3-4 では、スムーズな  $M$ - $\phi$  関係を表し、これから、*AFD model* は鉄筋の損傷による、剛性の低下を考慮することができると考えられる。

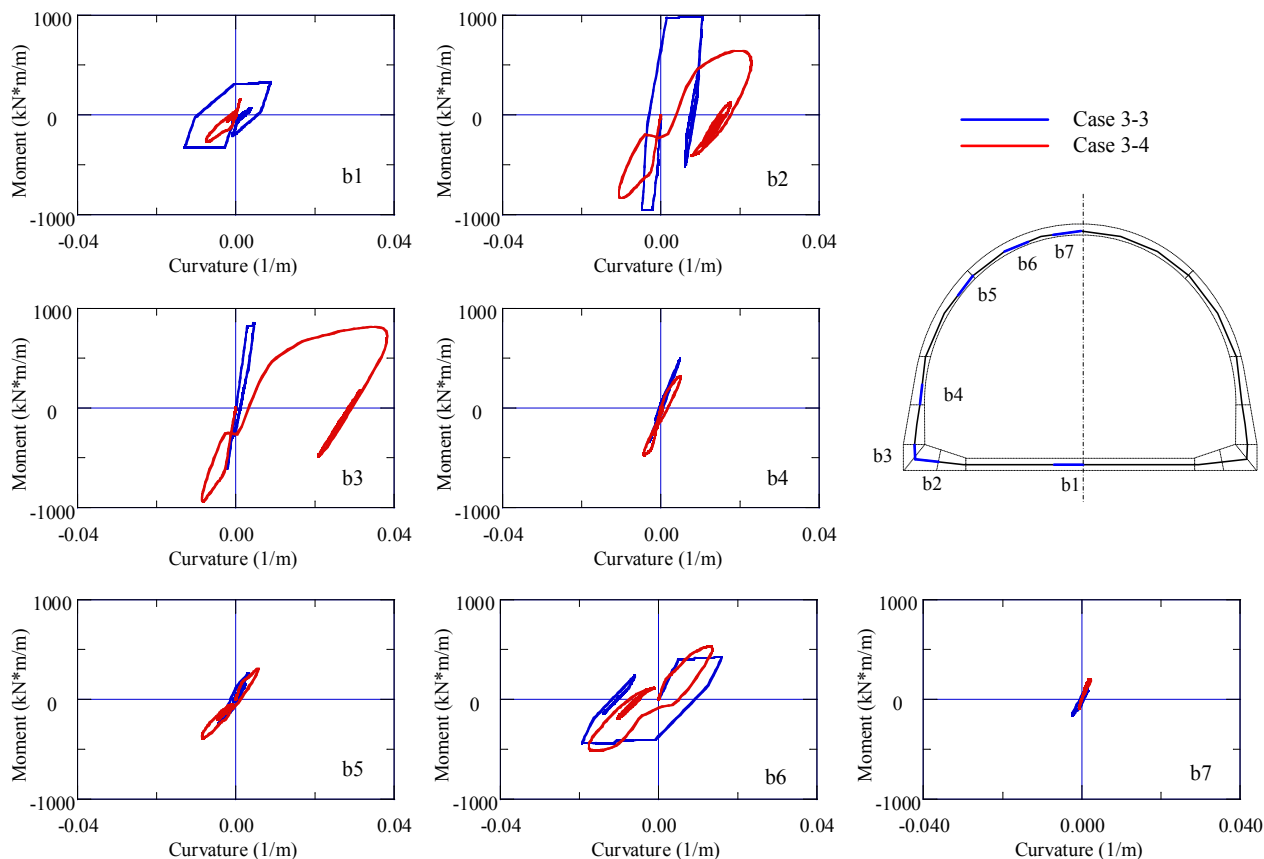


図 3-37 覆工モデル化による梁要素の曲げモーメント～曲率関係

図 3-38 に図 3-37 と同様に Case 3-3 と Case 3-4 における、アーチカルバートの左側脚部 (b3) に発生する曲げモーメント ( $M$ ) ～軸力 ( $N$ ) の関係を示す。いずれもほぼ同じ曲げモーメントのレベルを示すが、Case 3-3 では軸力にかかわらず、引張側および圧縮側で曲げモーメントが同じ挙動を示すことに対して、Case 3-4 で圧縮側では大きい曲げモーメントが発生し、引張側では曲げモーメントが小さくなり、軸力変動による曲げモーメントの変化を適切に考慮することができると考えられる。

図 3-39 ～ 図 3-41 に  $t_{ij}$ -sand model で地盤をモデル化し、梁要素を AFD model でモデル化した Case 3-4 に対して、梁要素の挙動について検討する。ここでは、アーチカルバート覆工で最大断面力が生じる左側脚部における梁要素について検討を行った。覆工が左右に変形することにより、鉄筋コンクリート断面は引張側と圧縮側の反転を繰り返す。図 3-39 に、コンクリートファイバー要素の最大ひずみ発生時におけるコンクリートファイバー要素のひずみおよび応力分布を示す。回転軸から同距離であるファイバー要素は同じ値であるため、中央横断におけるファイバー要素のみを検討対象とする。 $t = 2.2 \text{ sec}$  ではアーチカルバート覆工が右向きに変形する時であり、①～⑦のファイバー要素は引張、⑧～⑩のファイバー要素は圧縮される。①～⑩番ファイバー要素のひずみは、ファイバー要素の位置により線形に変化する。さらに、同図より、①番コンクリートファイバー要素で最大引張ひずみが生じ、⑩番ファイバー要素で最大圧縮ひずみが生じる。応力分布では、引張側の引張力はほぼ零であり、引張側のコンクリートは引張破壊されたと考えられる。これに対して、圧縮側では⑩ファイバー要素で約 22000 kPa の圧縮応力が発生する。以上から、本研究では主に、最大引張ひずみおよび最大圧縮ひずみが生じる①と⑩番ファイバー要素に対して検討を行う。

図 3-40、図 3-41 に上図と同断面の、①および⑩番ファイバー要素の応力ひずみ関係を示す。⑩コンクリートファイバー要素は最初に覆工が左側向きに変形する際 ( $t = 1.5 \sim 1.9 \text{ sec}$ )、引張破壊に至り、その後覆工が右側に変形する時から地震終了まで①コンクリートファイバー要素は引張破壊の状態である。鉄筋ファイバー要素 a, b の挙動もコンクリート①、⑩とほぼ同様な挙動を示す。さらに、断面左側のコンクリート要素①は  $t = 1.9 \text{ sec}$  から破壊状態であることに対して、鉄筋は  $t = 2.0 \sim 2.3 \text{ sec}$  のみ鉄筋降伏を示し、それ以後は鉄筋のみで覆工を支えることが確認された。そのため、AFD model で覆工をモデル化した場合、各時刻でのコンクリートと鉄筋の損傷状況を表現でき、適切に覆工の応力～ひずみ関係に基づく動的挙動を表すことができると考えられる。

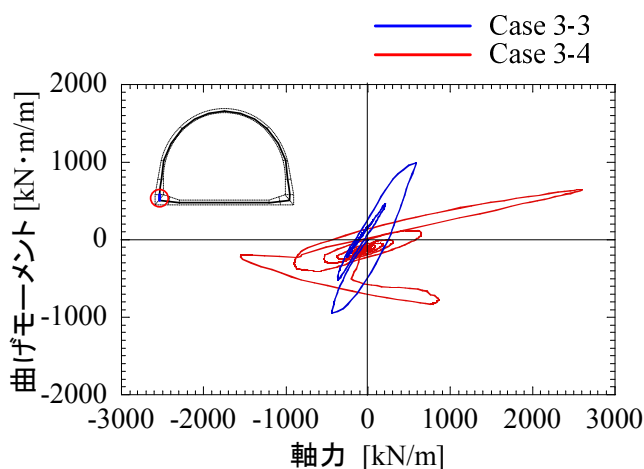
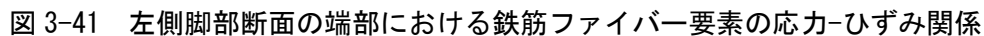
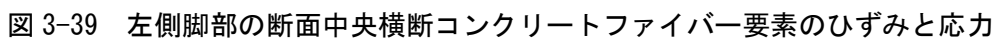


図 3-38 左側脚部の曲げモーメント～軸力関係





### 3.6 まとめ

本章では、適切な解析手法について検討を行った。まず、施工過程を考慮する自重解析を行い、実現場と同様な初期地盤応力を表現した。さらに、様々な地盤および覆工の構成モデルを組み合わせ、レベル 2 地震動に対する動的解析を行い、適切な地盤と構造物のモデルを選定した。本章で得られた知見を以下に示す。

- ① 盛土を積み上げて建設する実現場と同様な施工過程を考慮するため、覆工の設置および盛土積み上げ過程を計 11 段階に分けて自重解析を行い、実現場地盤の初期応力状態を解析上で表現した。これにより得られた地盤および覆工の応力は、動的解析の初期応力として用いられる。
- ② 入力地震波の周波数は、地盤と構造物が完全な破壊まで至らないと応答値の分散は生じないことに基づき、0.88 Hz と決定し、最大加速度は、地表層の応答加速度がレベル 2 地震動に相当する 600 gal と決定した。さらに、応答特性を確実に把握するため、1 周期の波を用いた。すなわち、本解析では、最大加速度 600 gal の sin 波 1 周期分 (0.88 Hz のサイクル) を、地盤底面より 0.01 秒ごとに加速度として与え、計 1000 ステップで解析を実施する。
- ③ 地盤材料の構成モデルに対する比較検討より、地盤モデル化は覆工と地盤の変形に大きい影響を与えることが確認できた。 $t_{ij}$ -sand model では、Drucker-Prager model より大きいせん断ひずみとせん断力が発生し、安全側に設計できると考えられる。さらに、 $t_{ij}$ -sand model は地盤の体積圧縮などダイレイタンス特性が表現できるため、第 4, 5 章 の解析において、地盤の構成モデルは  $t_{ij}$ -sand model を用いる。
- ④ 覆工の構成モデルにおいて、AFD model は、軸力の変化による曲げモーメントの変動を適切に考慮することができる。さらに、コンクリートと鉄筋のファイバー要素の応力～ひずみ関係により、部材の破壊による曲げ剛性の低下を適切に表現でき、より安全側に設計できると考えられる。これから、第 4, 5 章 の解析において、覆工の構成モデルは AFD model を用いる。



## 第4章 ボックスおよびアーチカルバートを含む盛土構造の耐震性検討

### 4.1 概説

本章では、第3章で妥当性を確認した解析手法を用いて、現場打ちのボックスカルバートとプレキャストアーチカルバート（以下、現場打ちとプレキャストを略す）の2つの盛土式構造物に対して、施工過程を考慮した解析を行い、覆工および覆工を含む地盤の力学挙動について比較検討する。さらに、動的解析を行い、ボックスカルバートとアーチカルバートを含む盛土の耐震安定性について検討を行う。

本章の構成は以下の通りである。4.2 では、同じ用途で設計されたボックスカルバートを含む盛土とアーチカルバートを含む盛土の諸元と本解析に用いた入力地震波、解析上の境界条件について述べる。4.3 では実現場での施工過程を考慮した自重解析により、施工完了時ボックスカルバートおよびアーチカルバートの初期応力状態について検討し、4.4 では動的弾塑性有限要素法によりボックスカルバートおよびアーチカルバートを含む盛土の耐震性の検討を行う。

### 4.2 解析条件

#### 4.2.1 解析対象および入力地震波

本章では、ボックスカルバート、アーチカルバート、盛土のみの計3ケースを解析対象とする。ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、構造物の内部幅 10 m、盛土の土被り 1.5 m を条件とし、道路土工指針<sup>41)</sup>を元に断面形状および配筋量を設計した。アーチカルバートは図 3-16 と同じものであり、ボックスカルバートの断面を図 4-1 に示す。

表 3-4 の基礎地盤と盛土の材料定数を用いた。解析対象になるボックスカルバート、アーチカルバート、および盛土の構成を図 4-2 に示す。図から同じ内部幅と土被り高さの条件で設計したにもかかわらず、ボックスカルバートはアーチカルバートに比べて明らかに部材が厚く、内部高さが小さいことが見られる。解析では、第3章と同じ最大加速度 600 gal の sin 波 1 周期分（1 秒のサイクル）を入力地震波とし、地震波は地盤底面に 0.01 秒ごとに入力し、計 1000 ステップで解析を実施した。

#### 4.2.2 材料定数の設定

地盤の構成モデルには  $t_{ij}$  - sand model を用い、各材料定数は第3章と同様である。また、減衰定数  $h$  は Rayleigh 減衰における減衰定数であり、経験的に地盤では 2.5 %～5 % の値を用いるため、ここでは 5 % とした。盛土および基盤の解析に用いた材料物性は第3章と同様であり、単位奥行きあたりの値に換算したものを表 3-5 に示す。また、覆工の材料定数は、覆工の形状や配筋量に依存することから、ボックスカルバートとアーチカルバートがそれぞれ 3 種類と 7 種類の材料により構成されると想定し、表 4-1 と図 4-3 に示す①～⑩の材料を設定した。

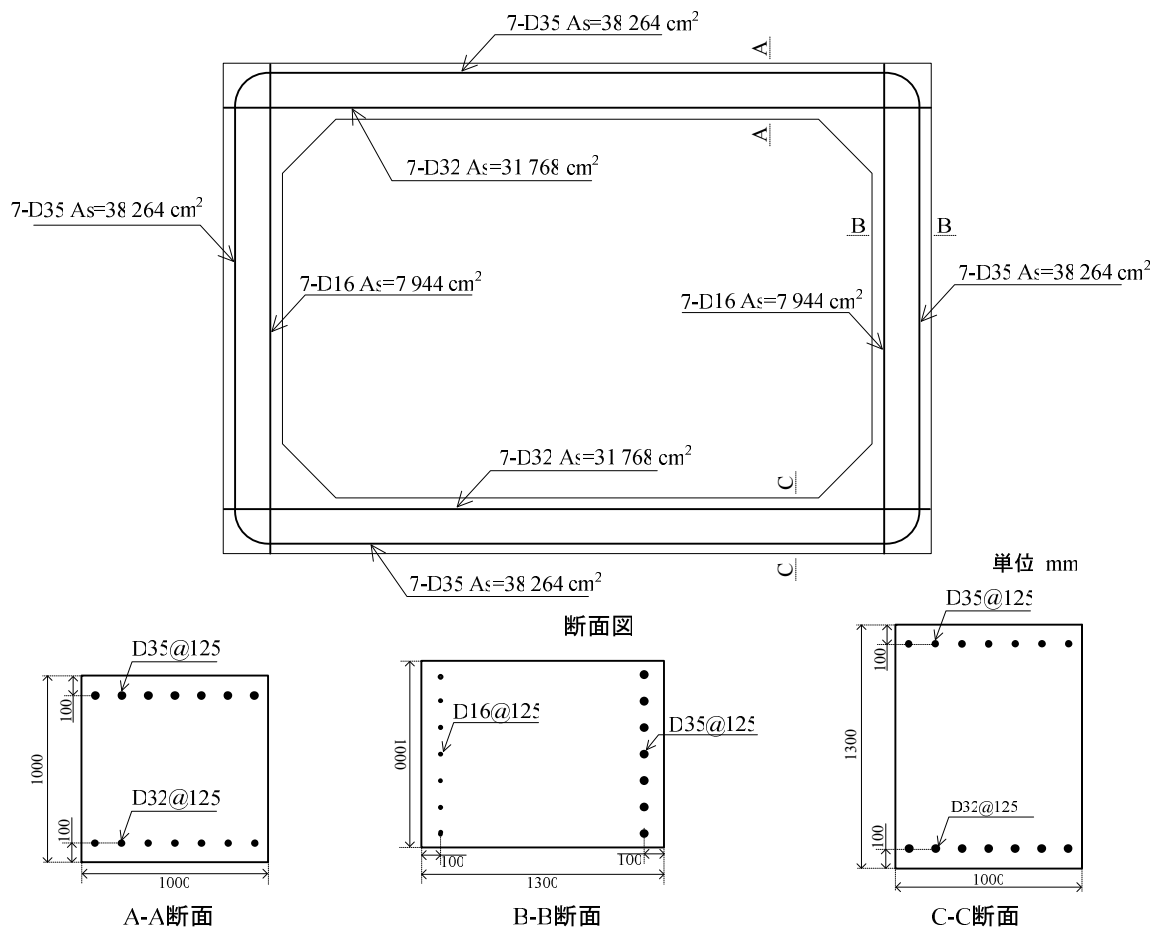


図 4-1 ボックスカルバートの断面図

#### 4.2.3 解析対象領域と境界条件

図 4-4 に本研究の対象である盛土のみ、ボックスカルバートを含む盛土、アーチカルバートを含む盛土の計 3 ケースの解析メッシュと境界条件を示す。解析領域は  $x$  方向を 400 m にし、 $z$  方向は盛土のみのケースでは 35.95 m、ボックスカルバートを盛土は 34.8 m、アーチカルバートを含む盛土は 35.55 m とした。解析領域の高さに若干の違いが生じたのは、本解析ではビーム要素で覆工を表現したため、ボックスカルバートとアーチカルバートの部材厚を考慮できなかったからである。境界条件は、同図に示すように、領域底面を  $xyz$  方向および回転に対して完全固定とし、左右側面は等変位境界とした。等変位境界とは、同じ高さの 2 点に対して等変位境界を設定することで、その 2 点の変位が完全に一致するように設定するものである。すなわち、ここでは領域側面において同じ  $z$  座標をもつ両端の節点と同じ変位を生じるものとした。

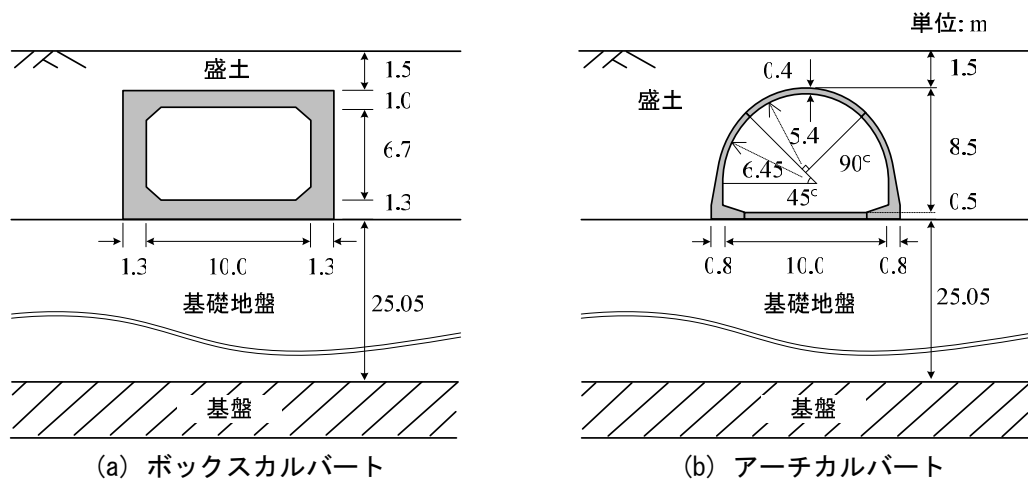


図 4-2 解析対象とするボックスカルバート，アーチカルバートおよび盛土の構成

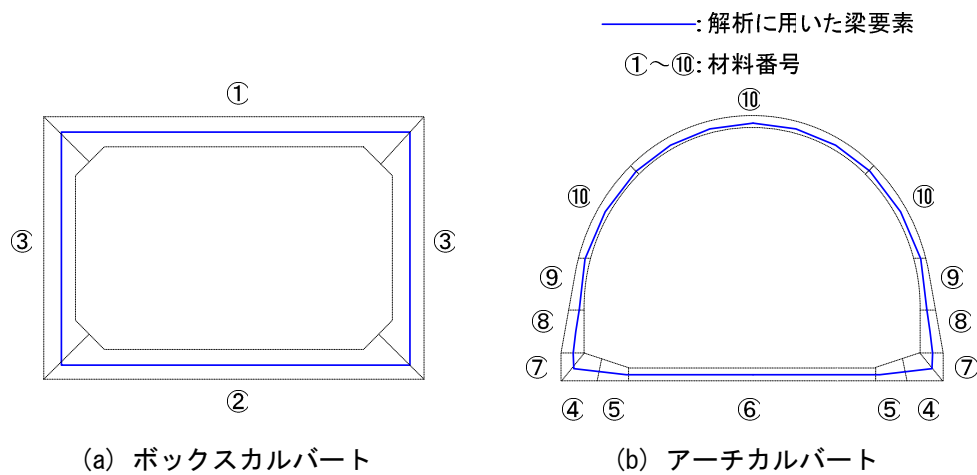


図 4-3 覆工の材料番号

表 4-1 覆工材料の諸元

覆工の材料番号		ボックスカルバート						アーチカルバート						
		①	②		③		④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	
コンクリート	ヤング率 $E_c$	1.5×10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup>												
	圧縮強さ $f_c$	4.0×10 <sup>4</sup> kPa												
	引張強さ $f_t$	2.69×10 <sup>4</sup> kPa												
鉄筋	ヤング率 $E_s$	2.0×10 <sup>8</sup> kN/m <sup>2</sup>												
	降伏強度 $f_y$	4.0×10 <sup>5</sup> kPa												
	密度 $\gamma$	2.5 t/m <sup>3</sup>												
	主鉄筋の直径	0.0349	0.0318	0.0349	0.0318	0.0349	0.0159	0.0134		0.0159	0.0134			
	本数	5	4	5	4	5	4	38	38	24	62	62	62	38
減衰定数 $h$		0.05												
矩形断面の厚さ		1.000		1.300		1.300		0.825	0.575	0.450	0.771	0.705	0.567	0.400

①，②，③の左：引張側，右：圧縮側

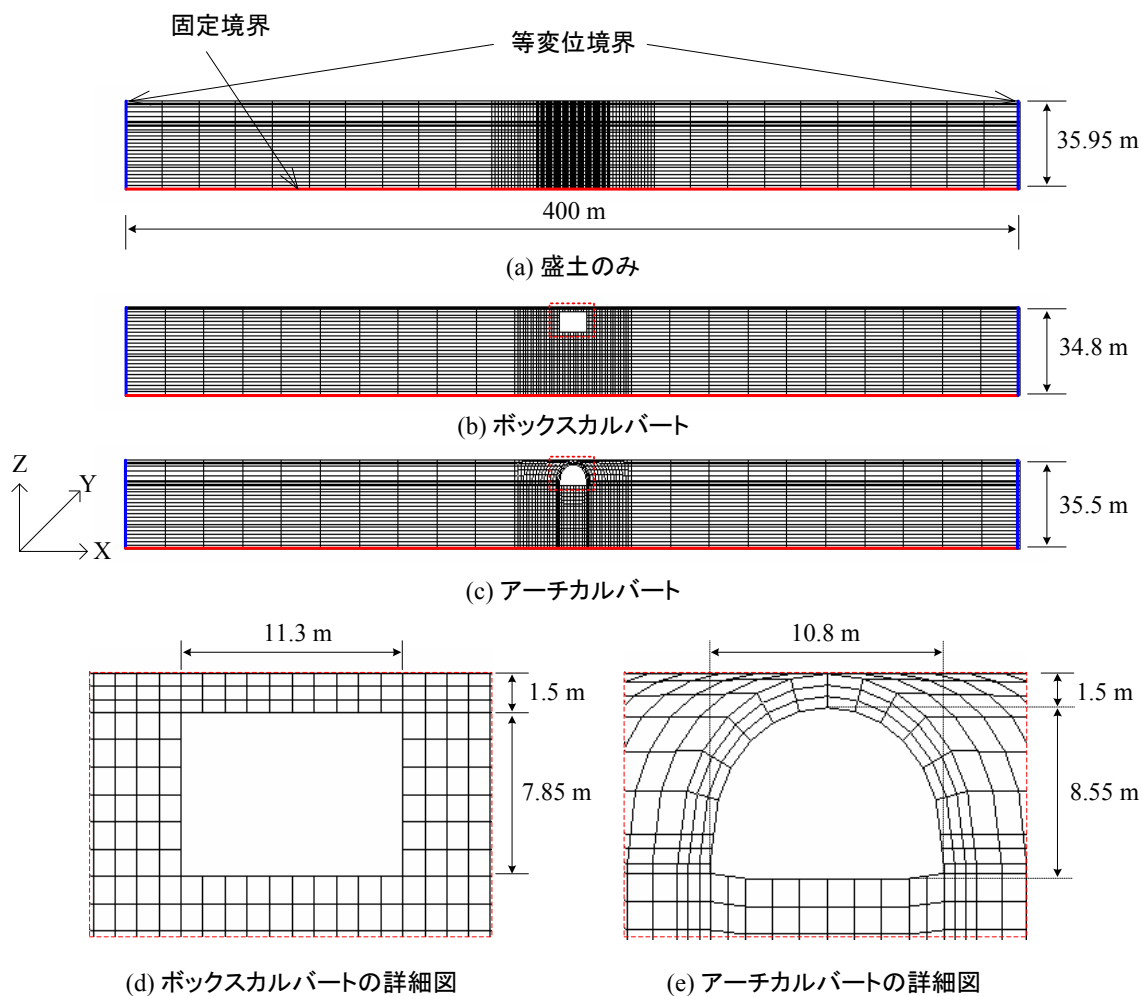


図 4-4 解析メッシュ

### 4.3 初期応力状態の設定

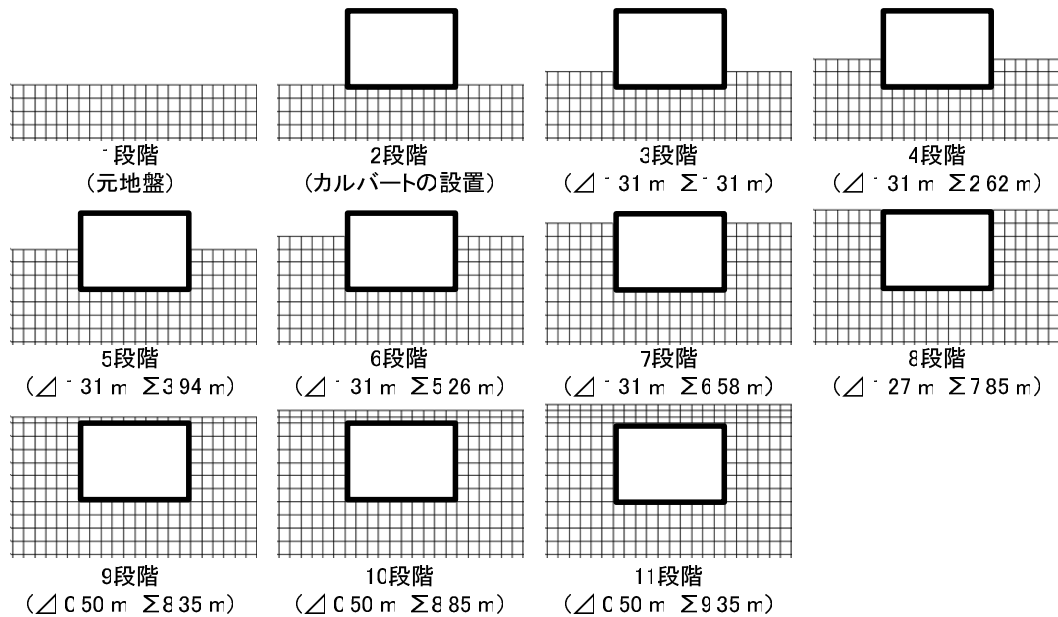
動的解析を行う前に、施工完了時の初期応力状態について検討を行うため、盛土のみ、ボックスカルバートを含む盛土、アーチカルバートを含む盛土、計3ケースに対して図 4-5 に示すように施工過程を考慮する自重解析を行った。

図 4-6 に覆工設置および盛土の積み上げの各施工段階における地盤の平均主応力分布を示す。同図より、地盤内の応力は土被りにほぼ比例する形で分布していることが分かる。さらに、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、覆工底部で、脚部両側より構造物直下で大きい応力が生じる結果が見られる。盛土式構造物の地盤応力状態は複雑であり、初期地盤応力状態は地震時の構造物を含む盛土の安定性に大きな影響を及ぼす。3.4 で取り扱った盛土埋め戻し過程の力学挙動を基づいて、覆工底部で発生する地盤応力および鉛直変位を検討する。図 4-7 と図 4-8 に、各施工過程で基礎地盤面に発生する鉛直応力分布と鉛直変位分布を示す。地震により構造物周辺地盤は複雑な地盤応力変化を起こすが、実際の設計に反映される地盤応力は鉛直応力であるため、鉛直応力のみを検討項目とする。基礎地盤上にカルバートを設置した2段階では、カルバートの重さにより、ボックスカルバートとアーチカルバー

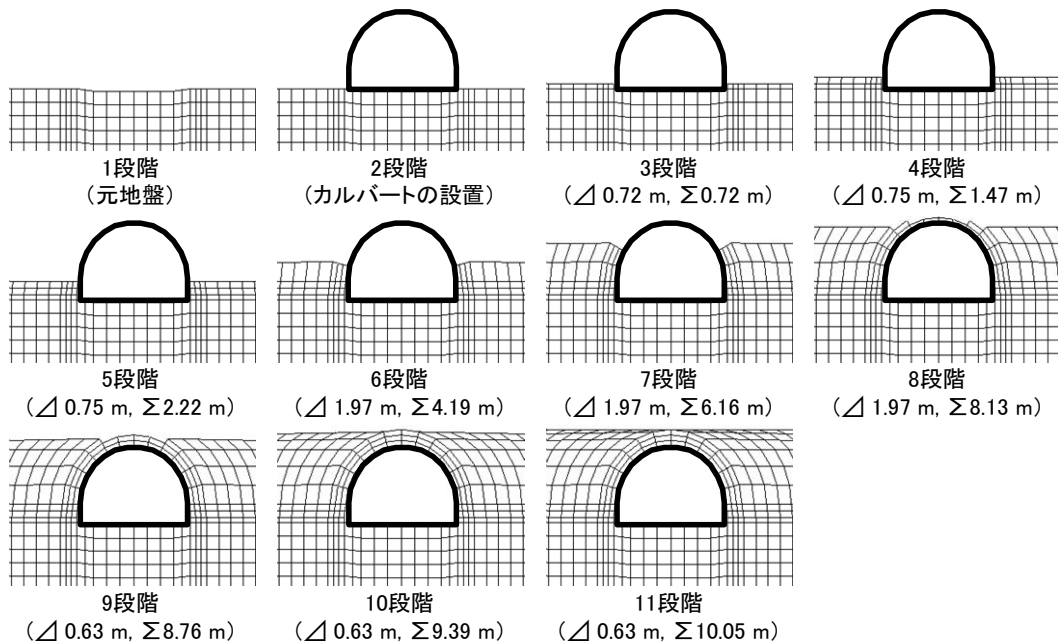
トいずれも、荷重が覆工の脚部に集中し、脚部直下に最大鉛直応力と最大鉛直変位が発生した。さらに、ボックスカルバートがアーチカルバートのほぼ2倍の地盤応力および鉛直変位が発生し、カルバートの設置直後は、カルバートの重さがそのまま地盤に伝わり、地盤応力に転換されて地盤沈下を起こすことが確認された。しかしながら、カルバート周辺に盛土を積み上げることにより、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、カルバート直下と周辺地盤に発生する地盤応力の差が小さくなり、また、

$\Delta$  : 盛土増分高さ

$\Sigma$  : 盛土の累計高さ



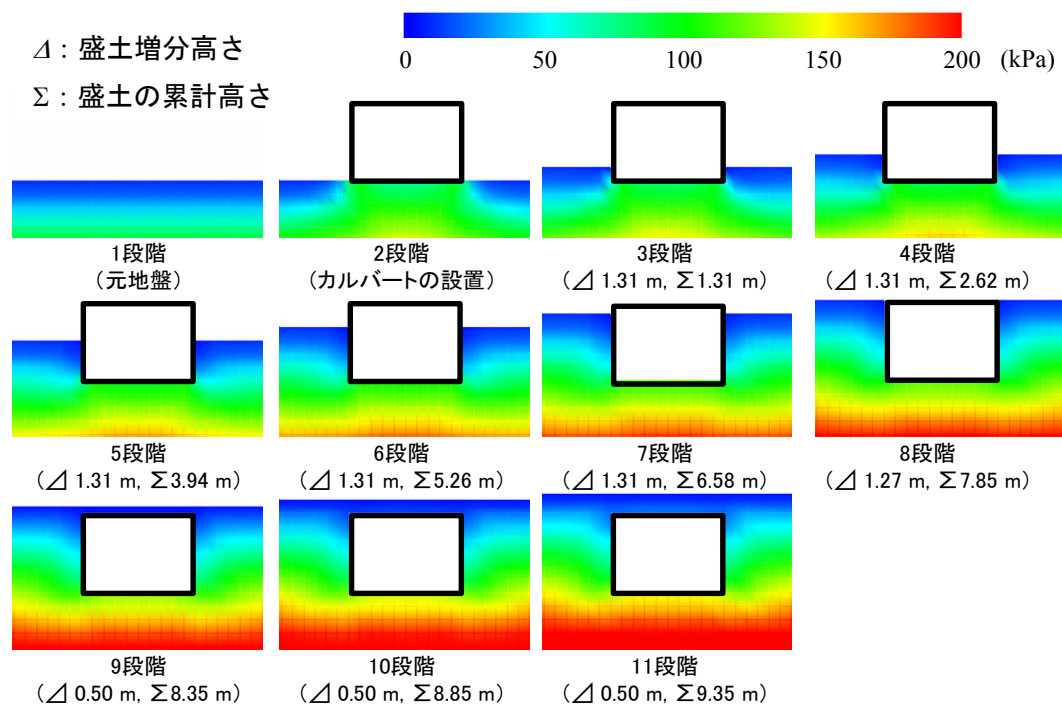
(a) ボックスカルバート



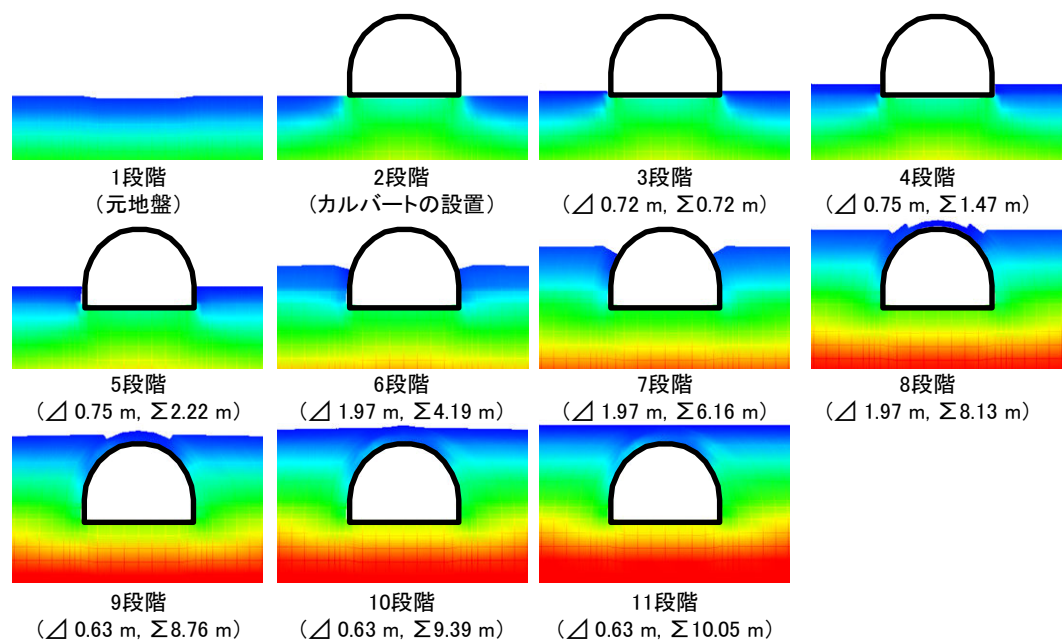
(b) アーチカルバート

図 4-5 施工過程を考慮した解析における各断面

ボックスカルバートとアーチカルバート間の地盤応力の差も小さくなる。これは、ボックスカルバートでは周辺地盤により覆工下部に与える影響が小さいが、アーチカルバートでは肩部上における地盤荷重が側壁を伝わり覆工下部に影響を与えるためである。6段階からは、カルバート下部の沈下が周辺地盤より小さくなる現象が見られ、さらに、密度が小さいアーチカルバートがボックスカルバートより沈下が小さい。ゆえに、施工完了時の11段階では、ボックスカルバートとアーチカルバートの直下でほぼ



(a) ボックスカルバート



(b) アーチカルバート

図 4-6 各施工段階における平均主応力分布

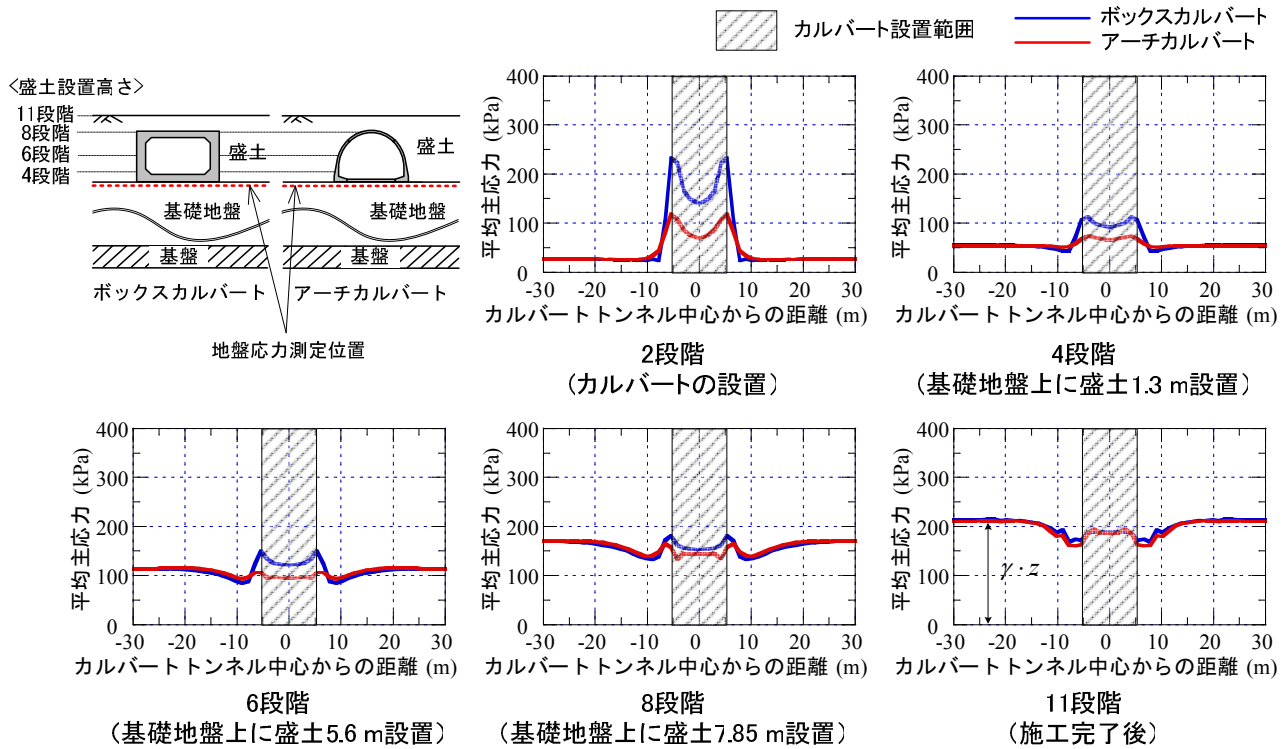


図 4-7 施工過程による覆工底部地盤の鉛直応力分布

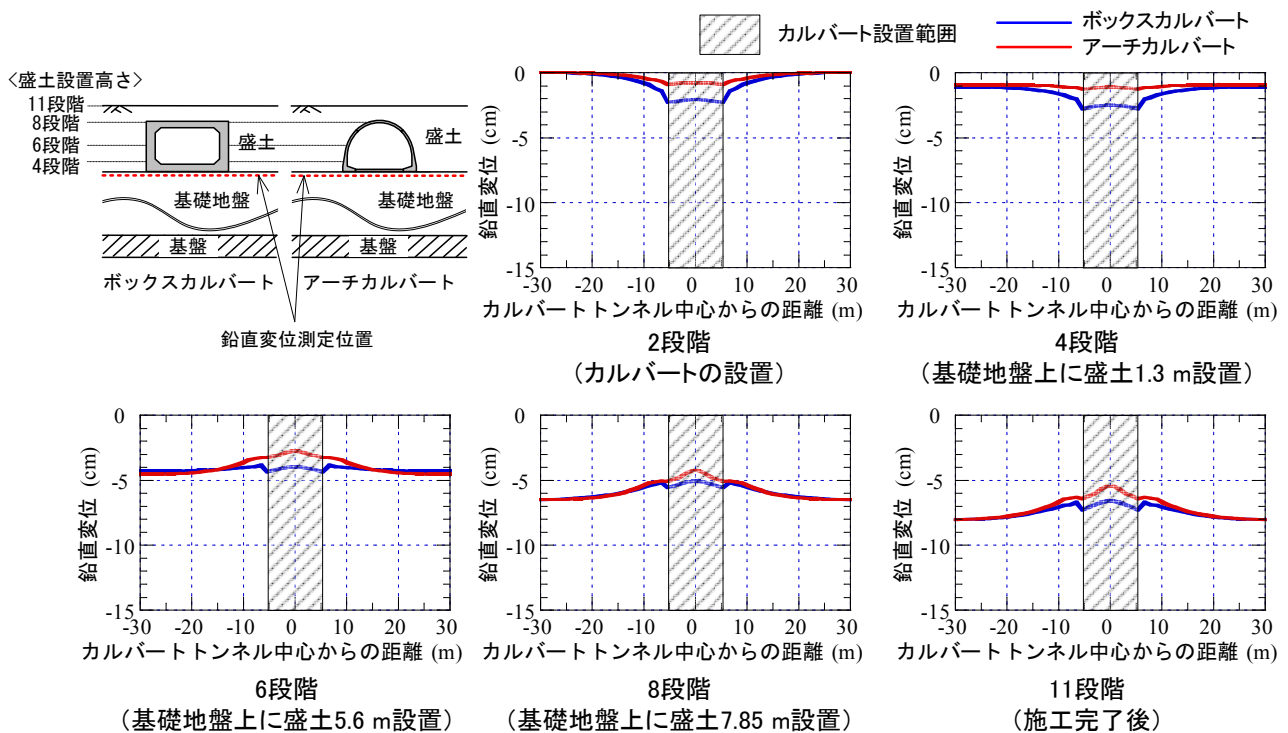


図 4-8 施工過程による覆工底部地盤の鉛直変位分布

同じ地盤応力が発生する。また、施工完了時における覆工底部に発生する地盤応力は、土被り荷重 $\gamma \cdot z$ より小さくなる。さらに、覆工周辺地盤に生じる地盤応力は覆工底部より小さい現象が見られるが、これは、構造物と周辺地盤の境界に生じるせん断力による影響と考えられる。

しかしながら、施工完了時から盛土を5 m積み上げる（カルバート頂版上6.5 m）と図4-9に示すように、アーチカルバートとボックスカルバートいずれも、周辺地盤より大きい地盤応力が発生して、応力集中現象が現れた。特に、アーチカルバートは両脚部の直下で大きい応力が発生し、中央部では応力集中が小さくなる。この原因として、アーチカルバートは非常に薄い部材で設計されたため、構造物上部の盛土荷重に対して底版が変形したことが挙げられる。ゆえに、アーチカルバートとボックスカルバートいずれも、土被り比が大きくなると両脚部の直下地盤に応力集中が生じる事が確認された。

ボックスカルバートとアーチカルバートを設置した場合、施工完了時における覆工断面力分布を図4-10に示す。図に示す各値の符号は、曲げモーメントは覆工の内側に引張が生じる場合を正とし、軸力は圧縮を正としている。せん断力は、図中に示したように部材が時計周りに回転するように作用する方

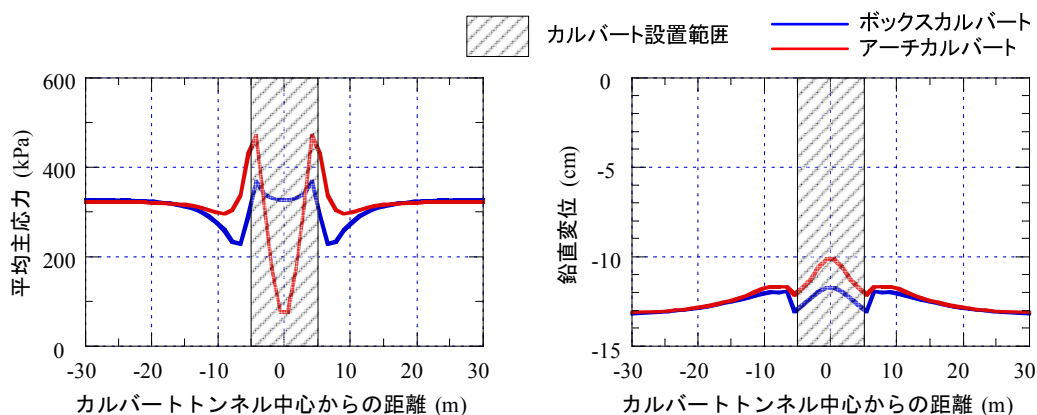


図4-9 施工完了後に高さ5 mの盛土を加えた時に覆工底部地盤の鉛直応力と鉛直変位の分布

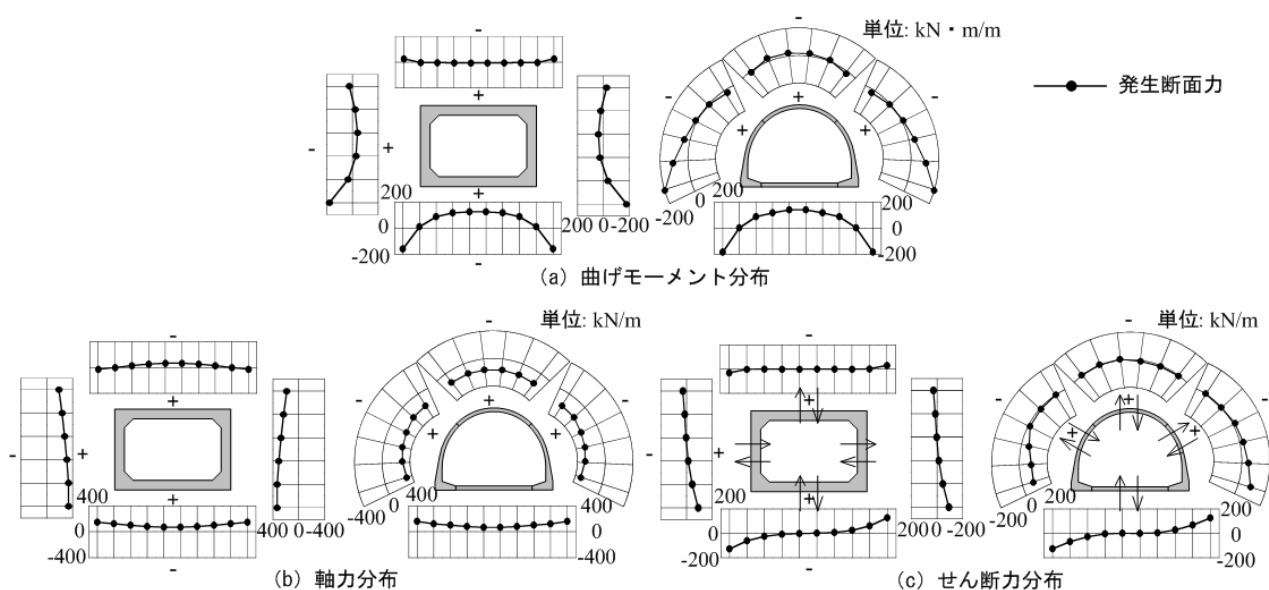


図4-10 施工完了時にボックスカルバートおよびアーチカルバートに発生する断面力分布



向を正とする。解析結果より、ボックスカルバートの側壁の中間部とアーチカルバートの肩部いずれも、内空側に変形するようなモードになる。当然の事ながら、自重状態における断面力分布はほぼ左右対称となり、脚部で土被りを支持する形で軸力が発生している。以上から、自重解析が適切に行われたと考えられる。また、覆工上部における盛土荷重により、ボックスカルバートとアーチカルバートが頂版で異なる断面力を示す。ボックスカルバートでは、頂版端部に覆工の外側に引張られる曲げモーメントが発生することに反して、アーチカルバートでは頂版端部に覆工の内部に引張られる曲げモーメントが発生し、硬い剛性で上部荷重を受けるボックスカルバートと覆工の変形により盛土荷重を支えるアーチカルバートの変形上の差が確認された。

#### 4.4 ボックスおよびアーチカルバートを含む盛土の動的挙動

本節では、ボックスカルバートとアーチカルバートの覆工周辺地盤の応答特性、正負ダイレイタンスー特性による体積変化およびその地盤変形が構造物に及ぼす影響について検討を行い、さらに地盤と構造物それぞれの耐震安定性について検討を行う。

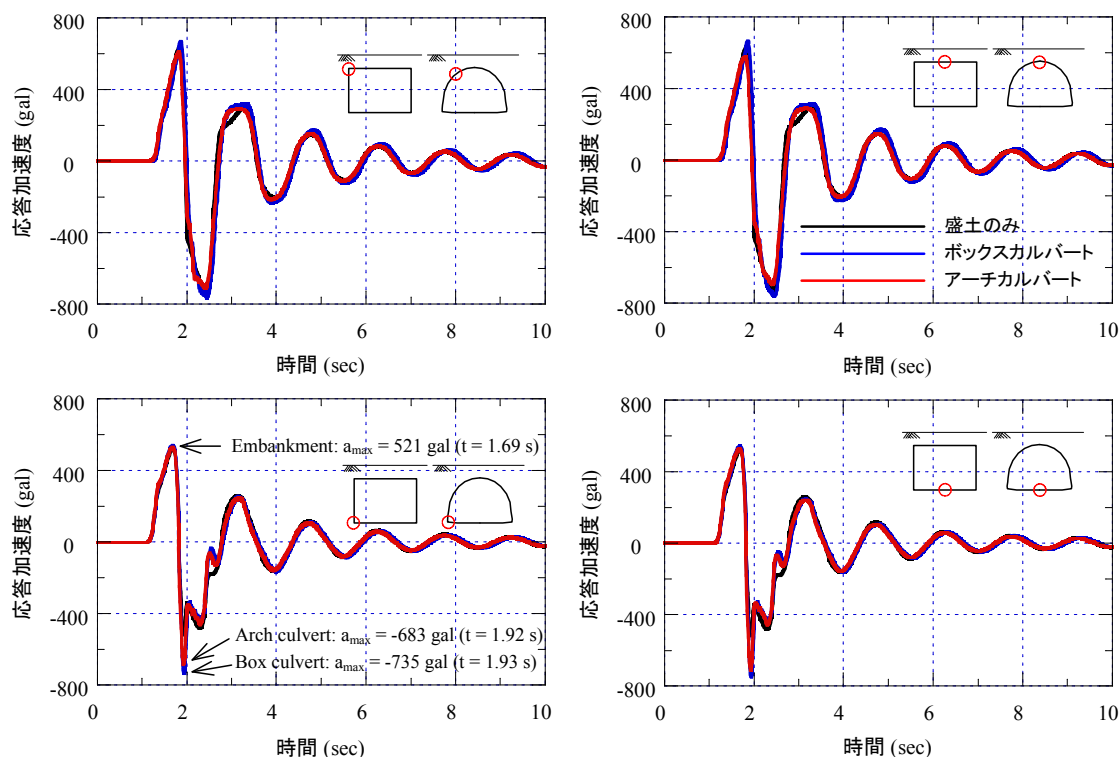


図 4-11 構造物周辺各点での水平応答加速度の時刻歴

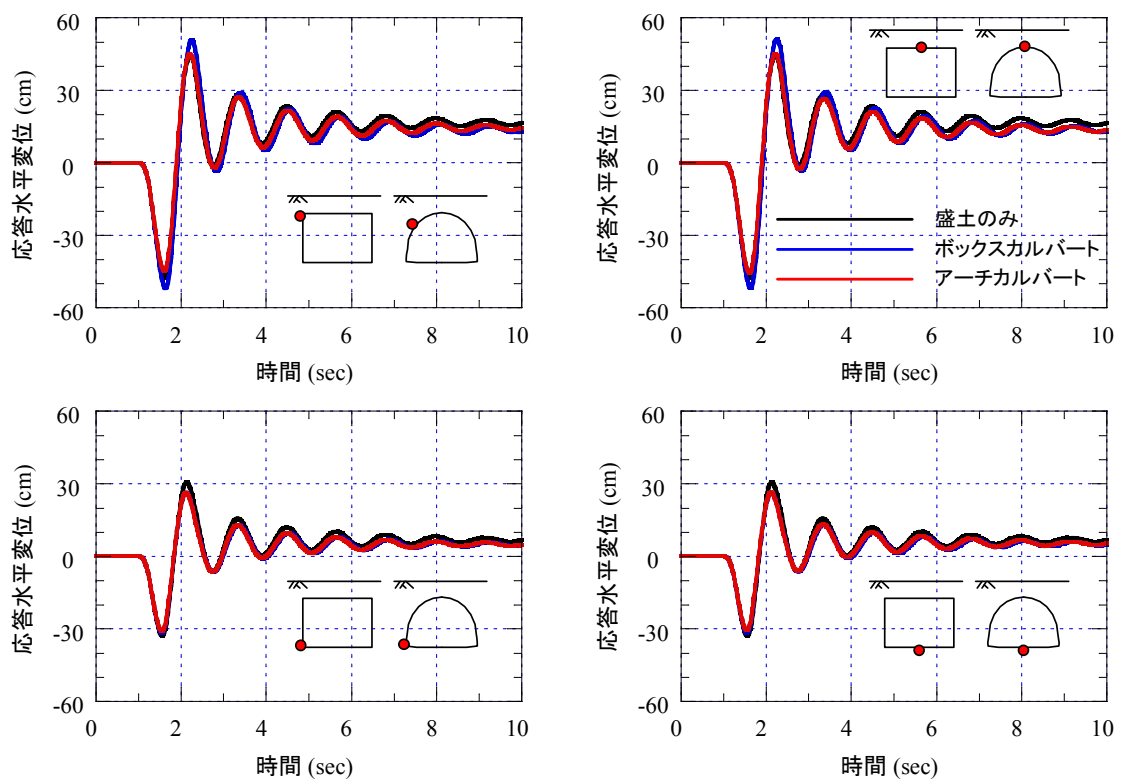


図 4-12 構造物周辺での水平変位の時刻歴

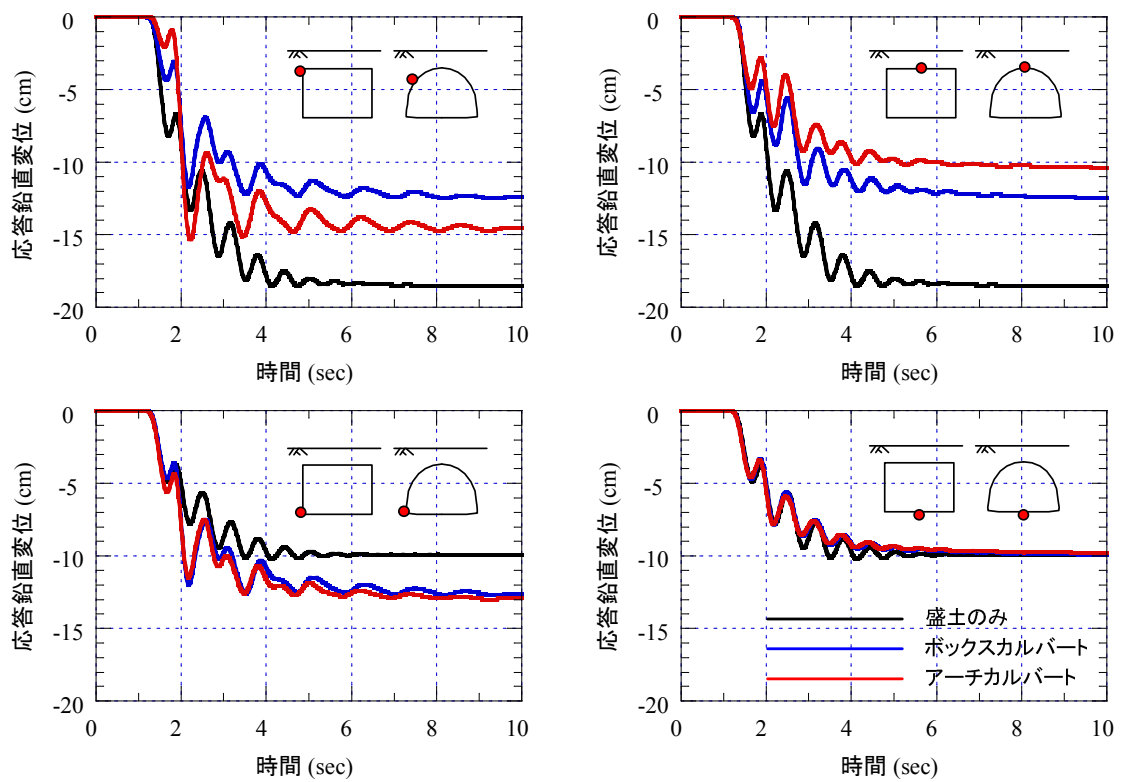


図 4-13 構造物周辺での鉛直変位の時刻歴

#### 4.4.1 応答時刻歴

本研究で行った解析は、盛土基盤の底面に入力地震波を与え、盛土およびカルバート構造物を水平方向に振動させる解析であり、鉛直方向の加速度はほとんど変化しない。したがって、加速度の変化は水平方向のみ限定する。本項ではまず、盛土のみ、ボックスカルバートを含む盛土、アーチカルバートを含む盛土の計3ケースに対して、構造物の頂版部と底版部における応答加速度の変化を検討した。各部分の周辺地盤における応答加速度の時刻歴を図4-11に示す。基礎地盤の底面から地震波を入力するため、構造物の頂版部では底版部より大きい応答加速度が発生する。アーチカルバートを含む盛土は、盛土のみのケースとほぼ同じ応答を示すが、ボックスカルバートを含む盛土では他の両ケースより大きい応答加速度が現れた。これは、アーチカルバートは地盤と一緒に挙動しながら、全ての部材の軸力で地震波に対応することに対して、ボックスカルバートは覆工の剛性で地震波に対応するからだと考えられる。特に、構造物の質量および剛性が大きい脚部では、盛土のみのケースで521 galの最大加速度が発生することに対して、アーチカルバートでは683 gal、ボックスカルバートではアーチカルバートより7%大きい735 galの最大応答加速度が発生した。

図4-12、図4-13に構造物周辺地盤に生じる水平変位および鉛直変位を示す。ボックスカルバートを含む盛土で、アーチカルバートを含む盛土および盛土のみのケースより大きい水平変位が生じるが、これは構造物端部の剛性だけで地震波に対応するボックスカルバートが極限状態に至ることにより変形が大きく発生したからだと考えられる。さらに垂直変位を比較すると、側壁上部ではボックスカルバートの変位が一番小さいことが分かる。これは、垂直方向に建てられたボックスカルバートの側壁は剛性が高いため、鉛直方向のひずみが小さいからだと考えられる。頂版の中央部分について検討すると、アーチカルバートの変位が一番小さいが、これはボックスカルバートの頂版は上部地盤の荷重により、梁のように下部に引張したモードで変形することに対して、アーチカルバートは軸力を発揮して上部地盤の荷重に抵抗するため、中央部分には小さい変形が生じるからだと考えられる。

図4-14にボックスカルバートとアーチカルバートの天端中央部の水平変位発生時刻による両方構造物の変形様相を示す。sin波を入力することにより、両方構造物は最大変形発生時刻には若干の差異が見られるが、ほぼ同様な動的挙動を表す。両方構造物いずれも最初は左側に変形し、それから右側に変形する挙動を示す。さらに、左右方向の揺れを繰り返し、振動が収まった後、両方いずれも右側に約12 cmの残留変形が見られる。

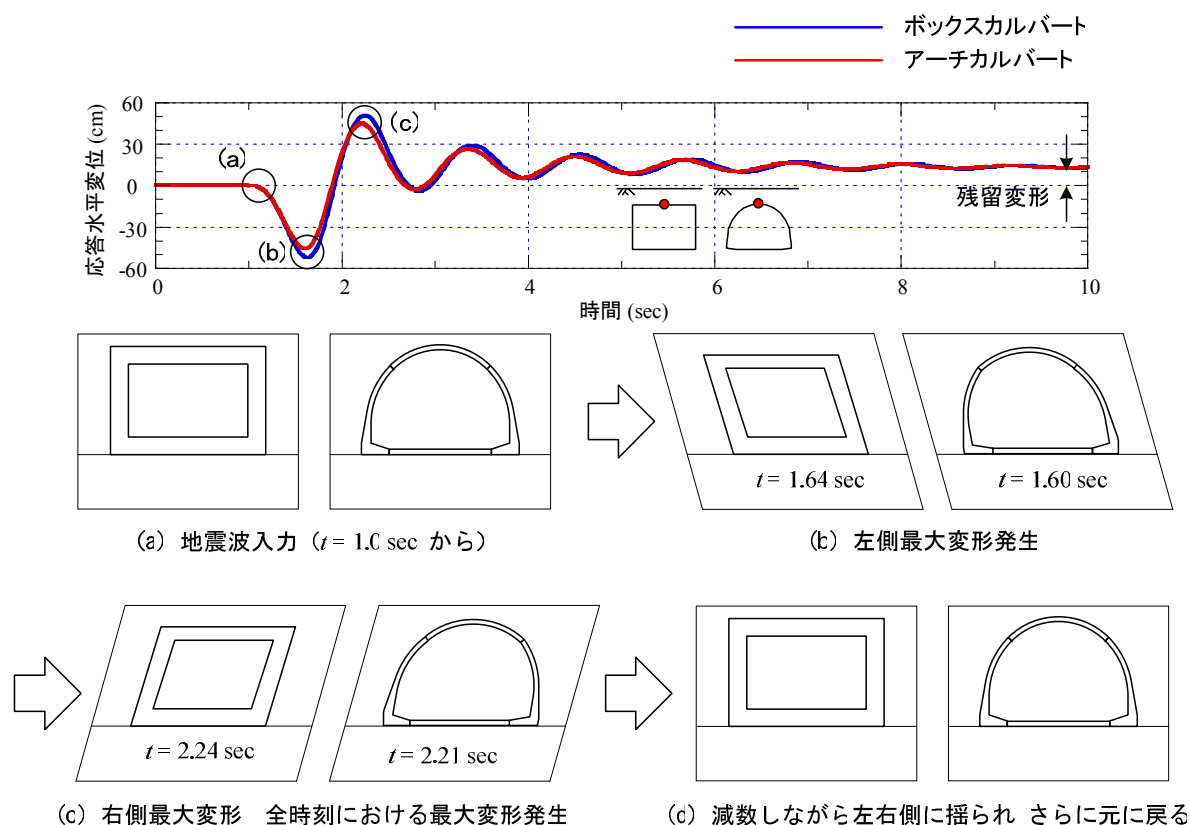


図 4-14 時刻によるボックスカルバートとアーチカルバートの変形様相

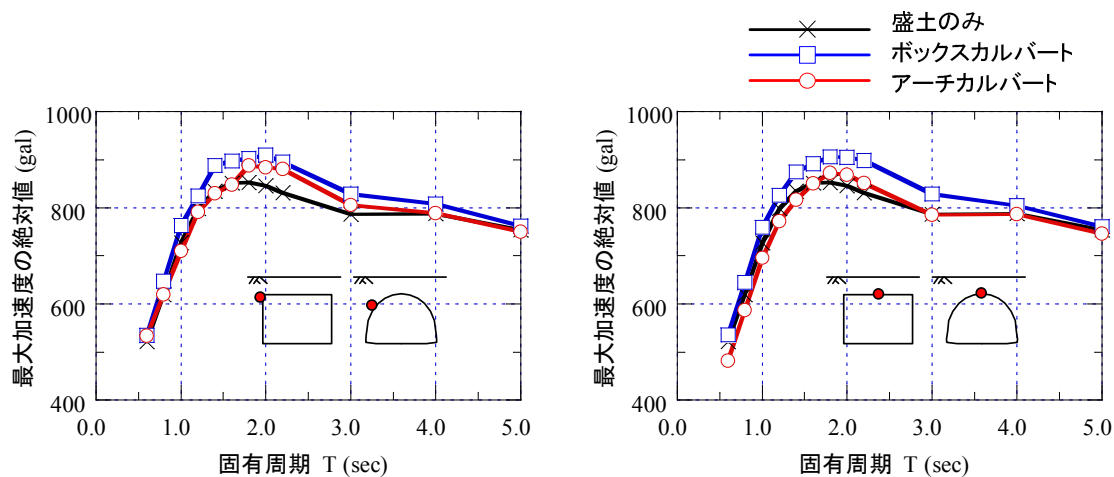


図 4-15 構造物周辺各点での固有周期と最大応答加速度の関係

#### 4.4.2 入力地震波の固有周期による構造物周辺地盤の挙動

本項では、盛土、ボックスカルバート、アーチカルバートの計 3 ケースに対して、固有周期の変動による地盤応答の変化を把握した。兵庫県南部地震波の応答スペクトル解析で卓越した周波数を含めて、 $0.6 \sim 5.0$  sec 範囲の固有周期である最大加速度  $600$  gal の sin 波 1 周期分を入力加速度として与えた。これにより、地震波の固有周期の変動による構造物と周辺地盤の応答特性を検討する。ボックスカルバー

トとアーチカルバートについては、頂版の真中と頂版の左端部、盛土は地表面から 1.5 m 深さにおける点の応答値について検討を行う。図 4-15 に固有周期の変動による構造物上部の最大応答加速度の変化を示す。短周期波に対して盛土、ボックスカルバート、アーチカルバートの各ケースはほぼ同じ応答値を示すが、地震波の固有周期が 1.5 sec 以上になると、盛土のみのケースと異なる地盤応答加速度が見られる。さらに、覆工の剛性と形状による影響が固有周期 2 sec の地震波で卓越することが確認された。また、固有周期 1.0～5 sec の入力地震波によると地表面ではいずれのケースも 700 gal 以上の応答加速度が現れた。入力地震波を決定する際、最大加速度以外にも周波数と波形などの検討すべきことが多い。

本研究では、レベル 2 地震動を満たす範囲で、最大応答値が生じる固有周期 2 sec の地震波でなく、兵庫県南部地震波と同じく固有周期 1.14 sec (0.88 Hz) の sin 波 1 周期分を用いて検討を行う。

#### 4.4.3 地盤深さ方向の振動特性

##### (1) 最大応答値の検討

地盤条件の差異により、地表層の振動は大きく異なる。これは、強震動の主要動部分は主にせん断波動であり、これが地中深部から地表まで鉛直に伝達してくる際、地盤の影響を受けて特性が変化するからである。ここでは、ボックスカルバートとアーチカルバートが設置された地盤の深さ方向の振動特性を盛土のみのケースと比較・検討する。

図 4-16 に、構造物による周辺地盤の挙動を把握するために、構造物の左端（アーチカルバートでは左脚部端）から水平方向に 3 m 離れた地盤深さ方向に沿った測線における最大応答加速度と最大せん断ひずみの分布を示す。結果より、盛土のみでは、約 17 m の深さから応答加速度が増加することに対して、ボックスカルバートとアーチカルバートでは、地表面から約 27 m 離れた位置から応答加速度の増加が見られる。これは、地震波が構造物による反射が発生し、その影響領域が広がったからだと考えられ

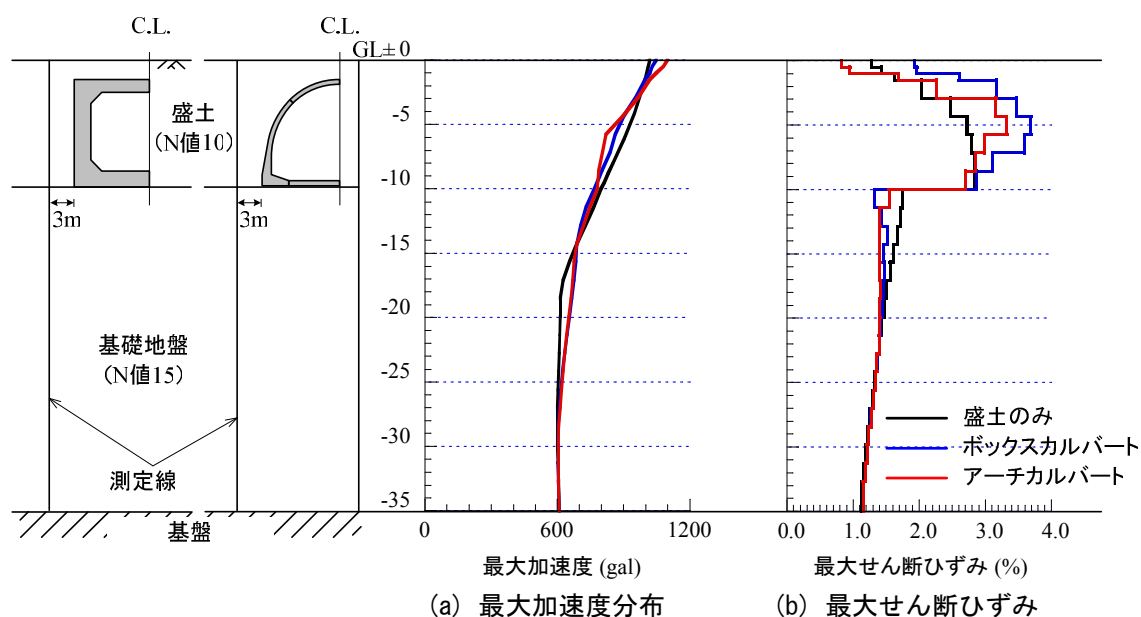


図 4-16 地盤深さ方向に対する最大応答値の分布

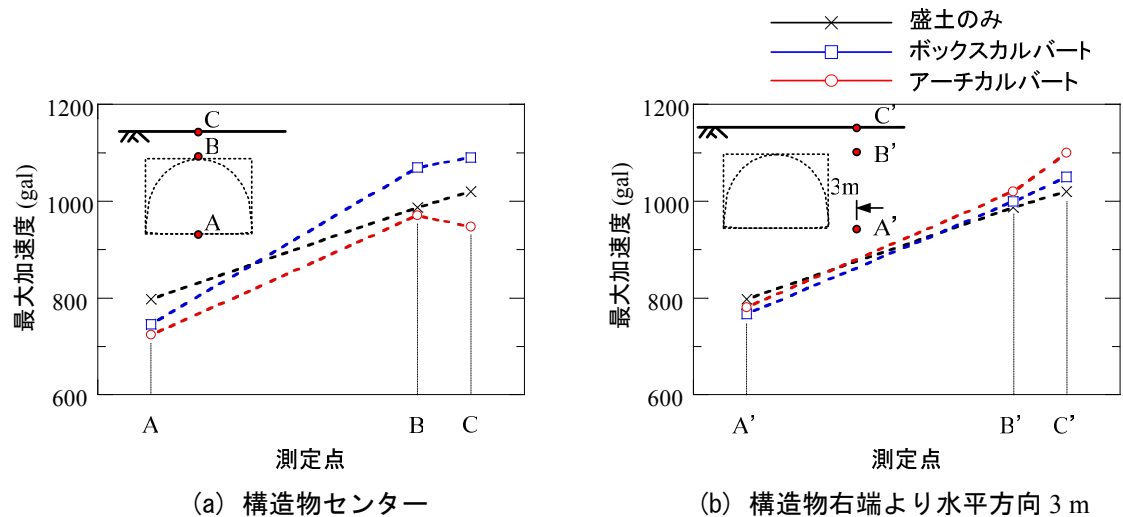


図 4-17 構造物の形状による応答最大加速度の変化

る．さらに，地表面から深さ 10 m の領域，すなわち構造物の周辺地盤に発生するせん断ひずみは盛土のみ，アーチカルバート，ボックスカルバートの順に増加する現象が見られるが，これは構造物の剛性に関連すると考えられる．

## (2) 構造物形状による振動特性の検討

地中構造物の挙動は周辺地盤により拘束されるため，その振動特性は周辺地盤との相互作用により変化する．構造物形状による地盤の応答加速度の変化を把握するため，図 4-17 に盛土のみ，ボックスカルバートを含む盛土，アーチカルバートを含む盛土の 3 つのケースに対して，各構造物センターの底部，頂部，地表面の各点およびそれらの点と同一深度で構造物の右端から水平方向に 3 m 離れた地盤における応答最大加速度の変化を示す．ボックスカルバートやアーチカルバートの構造物底版では，構造物の剛性によって同じ深さの盛土のみより小さい応答最大加速度が発生する．さらに，盛土のみでは，地表層の応答加速度が大きく増幅することに対して，ボックスカルバートではわずかな増幅が，アーチカルバートでは減衰が見られる．覆工周辺地盤の地表層の最大加速度では，逆に，アーチカルバートでは増幅，ボックスカルバートでは減衰し，構造物により逸散された地震波が周辺地盤に影響を及ぼすことが確認された．ゆえに，アーチカルバートは，ボックスカルバートより地震波のエネルギーを周辺地盤に逸散させるのに優れた構造であると考えられる．

### 4.4.4 覆工の力学挙動

#### (1) 絶対最大曲げモーメント発生時の覆工断面力

地震に対してコンクリート構造物の安定性を評価する時，最も注意すべき点は過大な曲げモーメントの発生である．全時刻および覆工全箇所において発生した曲げモーメントの絶対最大値が部材の強度に到達しなければ，覆工が耐震安定性を満足するとみなせる．ここでは，ボックスカルバートとアーチカルバートの部材に発生する最大曲げモーメント発生時の覆工の断面力について検討を行う．

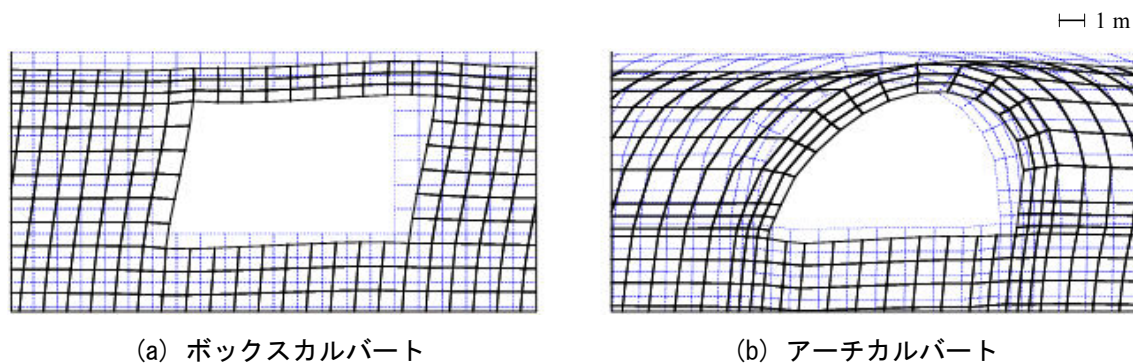


図 4-18 最大曲げモーメント発生時の地盤および覆工の変形

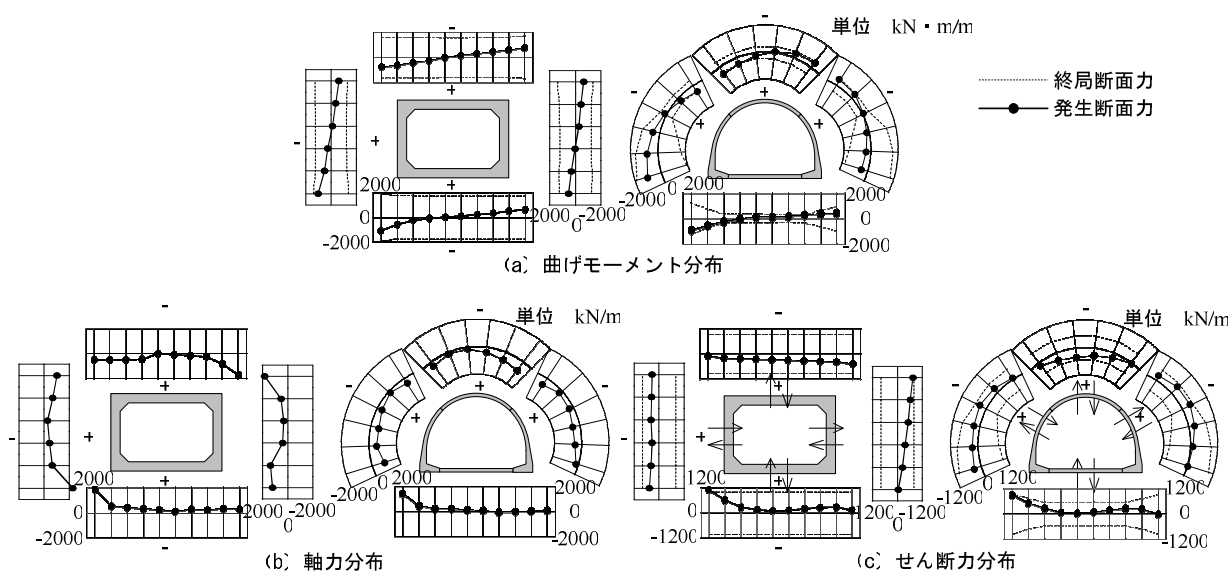


図 4-19 最大曲げモーメント発生時の断面力分布

図 4-18, 4-19 に、最大曲げモーメント発生時におけるボックスカルバートとアーチカルバートの断面力分布と覆工および地盤の変形形状を 5 倍に拡大して示す。本解析で、最大曲げモーメントの発生時刻は、ボックスカルバートで  $t=2.24 \text{ sec}$ ，アーチカルバートで  $t=2.21 \text{ sec}$  である。図から、最大曲げモーメント発生時、ボックスカルバートとアーチカルバートの覆工は両方右方向に変形するモードで変形し、それに伴って曲げモーメントも変化する。さらに、ボックスカルバートの全ての部材の端部とアーチカルバートの両側の脚部に曲げモーメントが顕著に増加する。アーチカルバートの肩部では終局モーメントまで近接するが、当部分に発生するせん断力は終局せん断力まで至らない。これに対して、ボックスカルバートでは全般的にアーチカルバートより大きい曲げモーメントが発生するが、終局曲げモーメントには至らない。しかしながら、右側壁の上端部と底版の左端部で終局せん断力に至る現象が見られる。これは、ボックスカルバートは壁が厚く、剛性が高いため、終局曲げモーメントが大きいので終局曲げモーメントには至らないが、せん断力が大きくなりせん断破壊に至ったと考えられる。



## (2) 覆工の動的挙動

図 4-20 にボックスカルバートとアーチカルバートの構造物上下間の水平変形量と、盛土のみの場合、同位置での地盤の相対変位を示す。その値は、ボックスカルバート、アーチカルバート、盛土のみの順に大きくなる結果が見られるが、これは、すべての部材に分けて変形するアーチカルバートに反して、ボックスカルバートでは部材端部で変形するため、大きいせん断力が発生するからだと考えられる。さらに、構造物上下間の水平変形は構造物の外側に隣接する地盤で発生するせん断ひずみの原因になる。地震が終わる際、盛土のみは右側に 9.73 cm，ボックスカルバートとアーチカルバートは、いずれも右側に約 8.35 cm の残留水平変形が生じる。これは、地盤より鉄筋コンクリートが大きい減衰係数を持ち、さらに、構造物が周辺地盤より大きい減衰性能を表すためと考えられる。

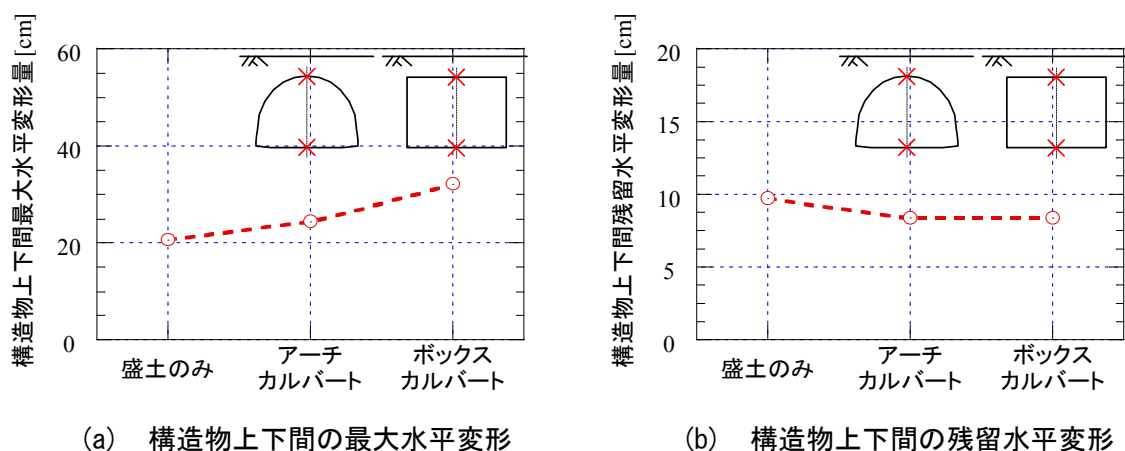


図 4-20 構造物上下間の最大水平変形



図 4-21 にボックスカルバートとアーチカルバートの左側脚部断面の中央部分(同図で青点線で囲んだ部分)において、コンクリートの最大ひずみ発生時における、応力とひずみ分布を示す。本研究で用いた *AFD model* では、コンクリートを  $10 \times 10$  のファイバー要素でモデル化した。ひずみは、ファイバー要素位置により線形的分布を示す。また、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、コンクリートファイバー要素⑧付近で、ひずみはゼロになる結果が見られる。これから、左側脚部に最大ひずみが発生する際、左側脚部断面はボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、⑧要素を通るラインを軸(図示)に、左側は引張、右側が圧縮されることが分かる。最大引張ひずみおよび最大圧縮ひずみは①および⑩番のファイバー要素で生じる。さらに、アーチカルバートがボックスカルバートより大きいひずみが生じる結果が見られるが、これはアーチカルバートの断面がより小さいからだと考えられる。同図の応力分布より、アーチカルバートでは、引張側で応力がほぼゼロになる現象が見られるが、これはコンクリートが引張破壊に至ったためと考えられる。これと同様に、ボックスカルバートでは、全ての要素で応力がほぼゼロになり、左側脚部が破壊したと考えられる。図 4-22 に左側脚部断面の左右端部で、ひずみが最も大きい①および⑩番(図 4-21 参照)コンクリートファイバー要素の応力～ひずみ関係を示す。図より、ボックスカルバートとアーチカルバート両方いずれも、ほぼ同じ時刻歴を示す。コンクリートファイバー要素①は、最初は圧縮応力が生じ、増加→減少の経過を經ち、引張応力を受ける。さらに、 $t = 2.0 \text{ sec}$  から地震終了までは、ひずみの増加に対して、応力ひずみがゼロとなり、引張破壊に至る。この時、構造物は右側に変形する。コンクリートの右側端部要素⑩は、構造物が左側に変形する  $t = 1.5 \sim 1.9 \text{ sec}$  の時、引張破壊になる。図 4-23 に、鉄筋ファイバー要素 a, b(図 4-21 参照)における応力～ひずみ関係を示す。図より、いずれの要素においても、アーチカルバートはボックスカルバートと同じ応力レベルを示すが、アーチカルバートのひずみレベルがより大きい結果が見られる。

図 4-24 にボックスカルバートとアーチカルバートの左側肩部断面の中央部分において、コンクリートの最大ひずみが生じる時における、コンクリートファイバー要素の応力とひずみ分布を示し、図 4-25 と図 4-26 に左側肩部断面の左右端部におけるコンクリートおよび鉄筋のファイバー要素の応力～ひずみ関係を示す。左側肩部では、図 4-21 に示した脚部に生じる応力およびひずみ分布と反転した結果を示す。すなわち、左側肩部では、最大ひずみ発生時、③番ファイバー要素が位置するラインを軸に、左側は圧縮、右側は引張ひずみが発生する。脚部と同様に、アーチカルバートがボックスカルバートより大きいひずみと応力を示す。コンクリートファイバー要素①では、アーチカルバートがボックスカルバートより引張破壊に至った時間が短い。さらに、鉄筋の挙動も脚部と同様に、アーチカルバートはボックスカルバートとほぼ同じ応力レベルを示すが、より大きいひずみレベルが見られる。

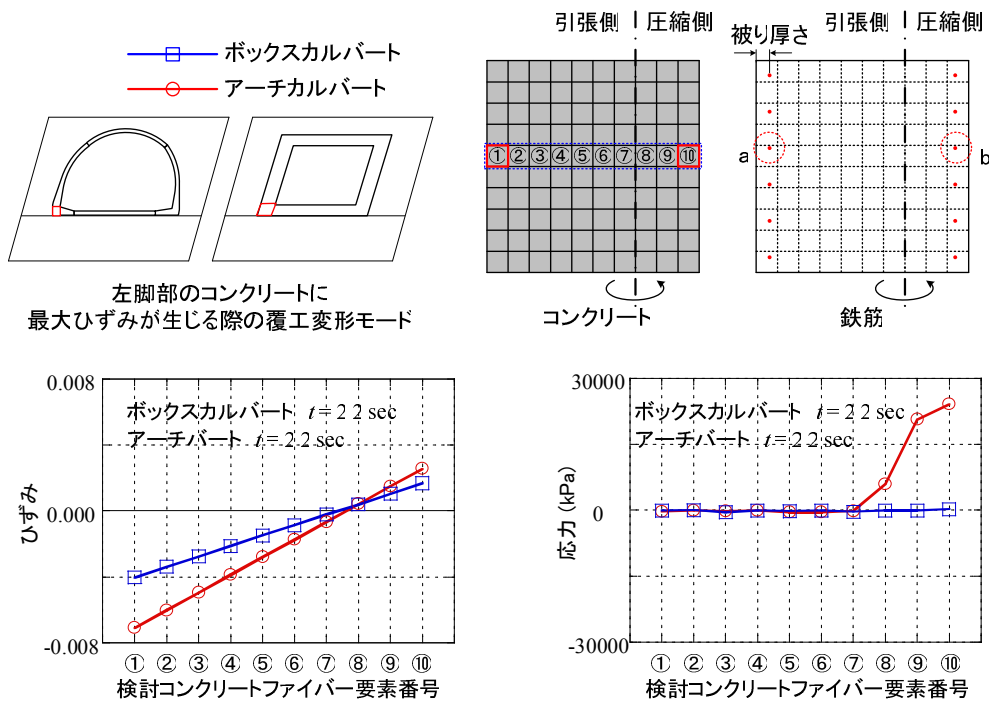


図 4-21 左側脚部の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

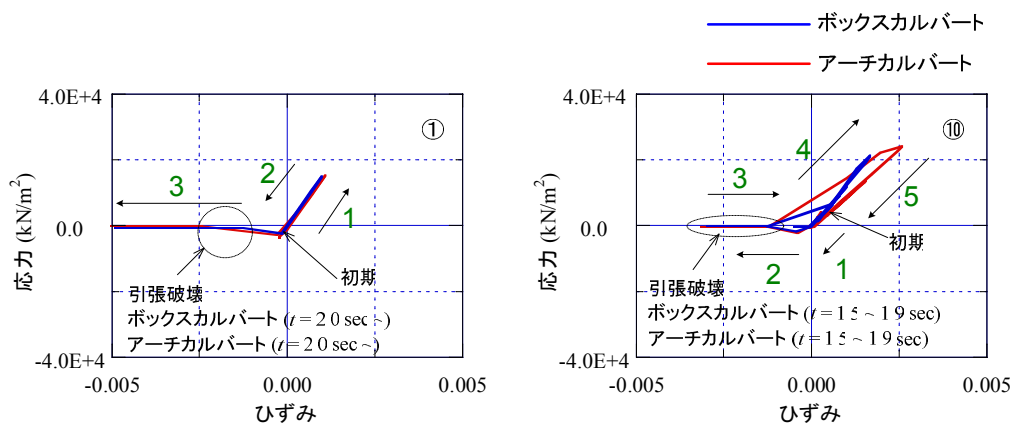


図 4-22 左側脚部断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

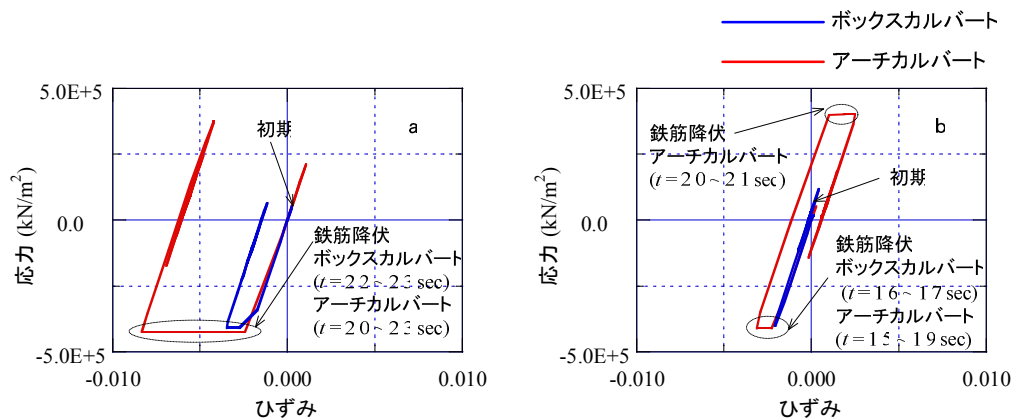


図 4-23 左側脚部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係

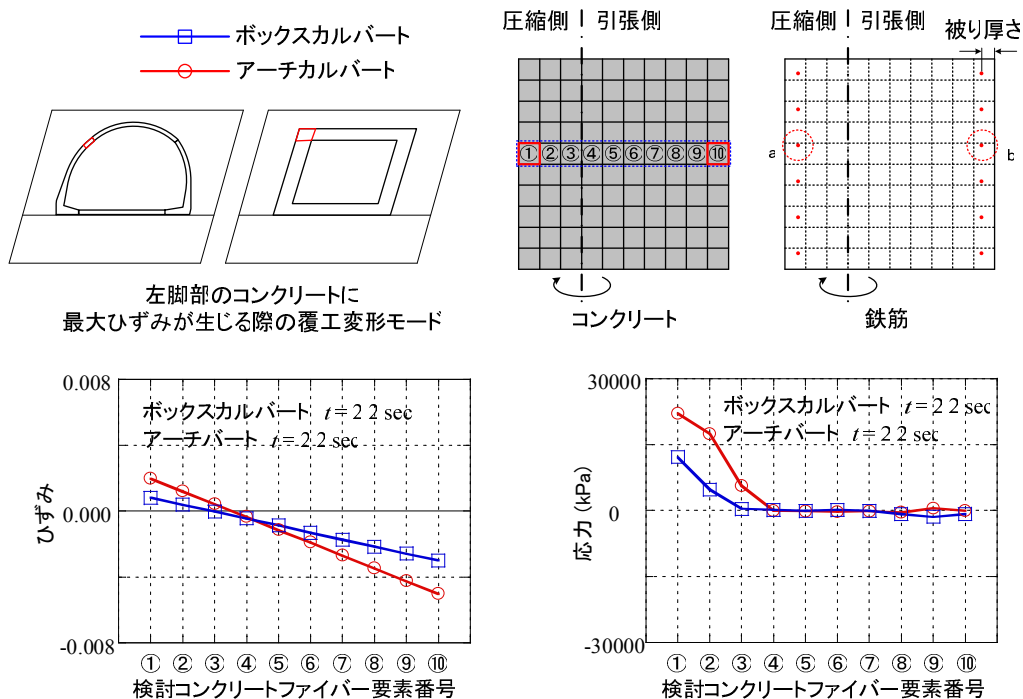


図 4-24 左側肩部の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

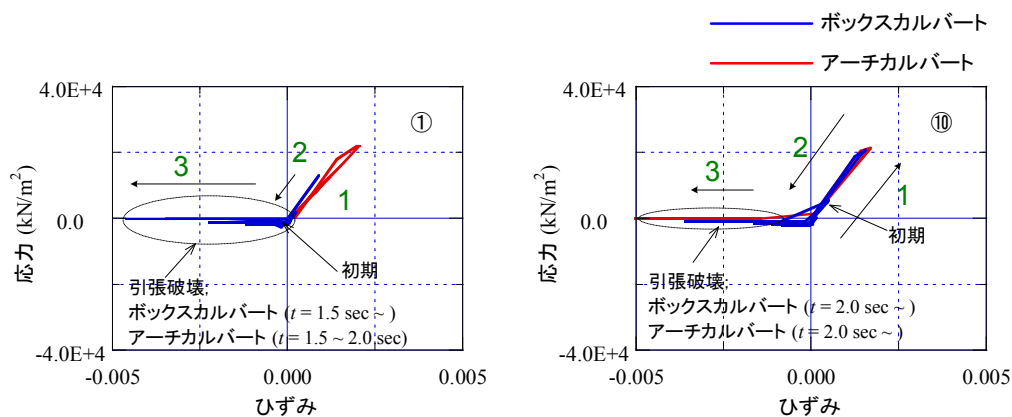


図 4-25 左側肩部断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

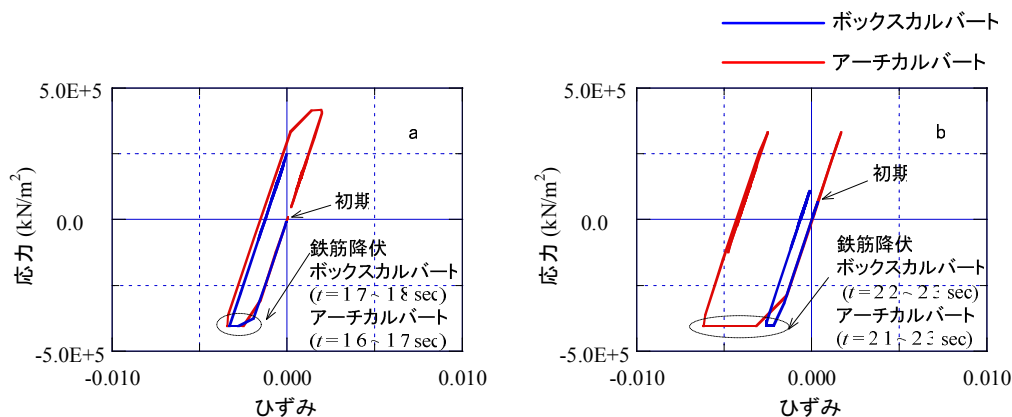


図 4-26 左側肩部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係

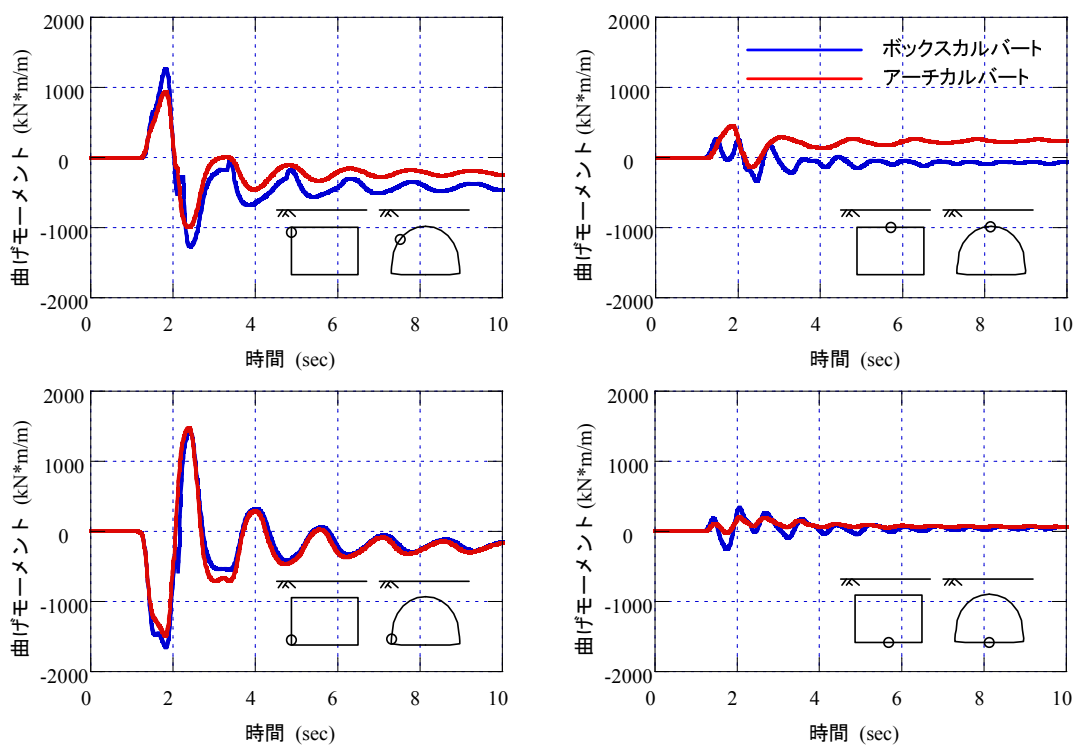


図 4-27 曲げモーメントの履歴

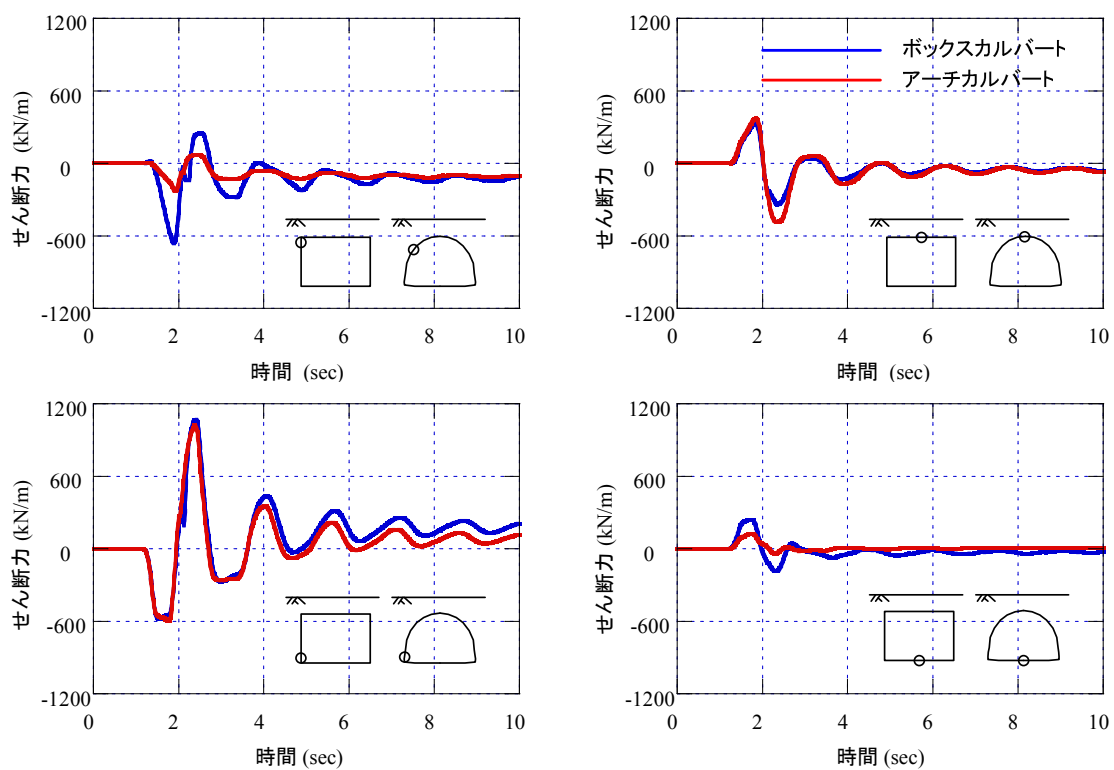


図 4-28 せん断力の履歴

図 4-27、図 4-28 に曲げモーメントとせん断力の時刻暦を示す。ボックスカルバートでは両端部で、アーチカルバートでは脚部と肩部で、非常に大きい曲げモーメントが発生する。さらに、せん断力も曲げモーメントとほぼ同じ傾向を示すが、ボックスカルバートの頂版の端部ではアーチカルバートの肩部より顕著に大きいせん断力が発生する結果が見られる。これは、覆工の適切な変形により地盤と同様に挙動するアーチカルバートに反して、ボックスカルバートでは覆工が変形し難く、地震による地盤の慣性力がその断面に伝わり、せん断力が増加するからだと考えられる。

#### 4.4.5 地盤の力学挙動

盛土構造で繰返しせん断を加えると、覆工の周辺地盤は構造物と材料特性が異なるため、大きいせん断変形が発生し、構造物周辺地盤の沈下を含む地盤の変形挙動に影響を及ぼす可能性がある。さらに、ボックスカルバートとアーチカルバートの覆工に作用する土圧は、地震により影響を与えられると考えられる。ここでは、構造物周辺地盤で発生する応力 - ひずみ関係をボックスカルバートとアーチカルバートの左右側に最大変形する段階と最終段階で調べ、さらに、地盤と覆工の相互作用について検討する。

##### (1) 覆工下部地盤での動的挙動

図 4-29 に覆工変形モードによる覆工底部における地盤の鉛直応力分布の変化を示す。初期状態では、ボックスカルバートとアーチカルバートの覆工自重の差異により、ボックスカルバートの覆工直下でアーチカルバートより大きい地盤応力が発生する。地震波によって覆工が左右に最大変形を生じる時は、

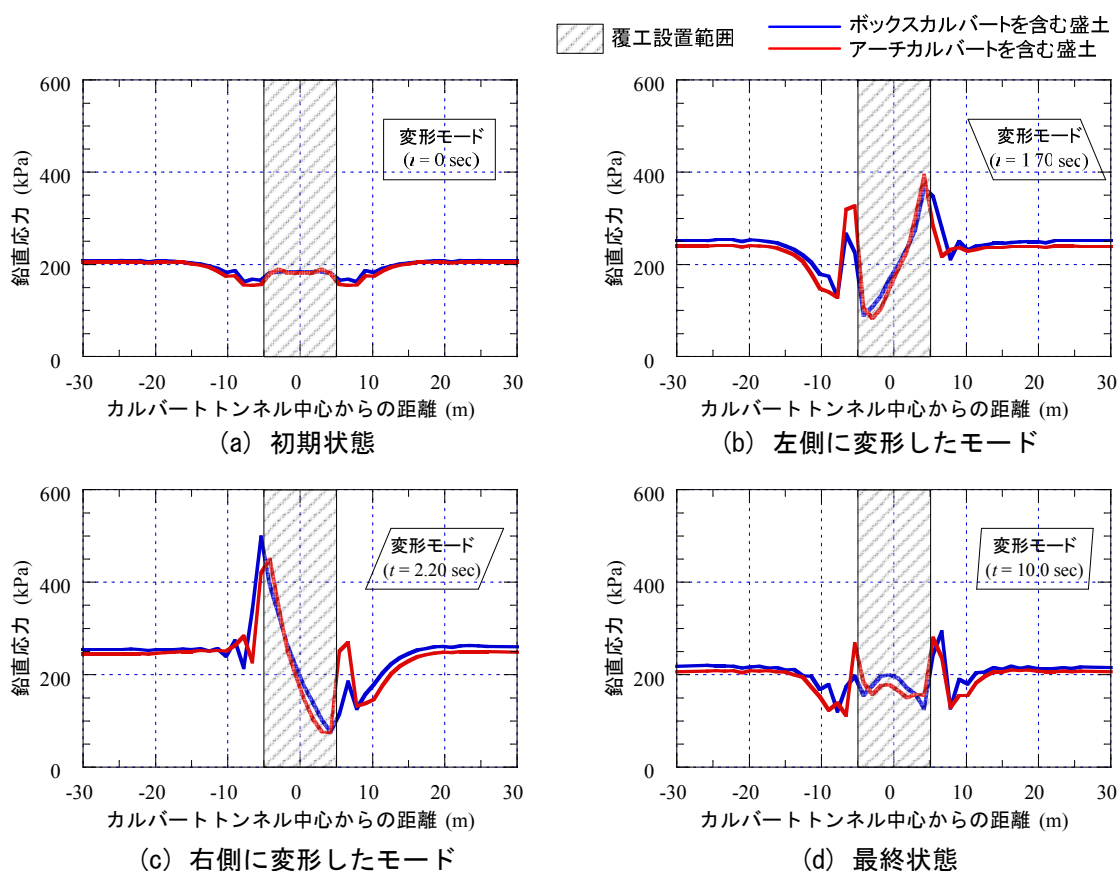


図 4-29 変形モードによる覆工底部に発生する鉛直応力の分布

ボックスカルバートとアーチカルバート両方の覆工が左に変形する時は右脚部直下，右に変形する時は左脚部直下に最大地盤応力が発生する．図 4-29 (c) で示すように，覆工が右側に変形する時に，最大鉛直応力がボックスカルバートでは 497.5 kPa，アーチカルバートでは 450 kPa が発生し，ボックスカルバートでアーチカルバートより大きい地盤応力が発生した．最終状態では，ボックスカルバートとアーチカルバート両方の覆工部材が右側に変形された状態である．この場合，アーチカルバートの両脚部に発生する地盤応力は大きい差異が見られないが，ボックスアーチカルバートは覆工底部の地盤応力が右側に集中し，両脚部間の鉛直応力の差が非常に大きい．さらに，覆工から離れた領域に発生する地盤応力は，加振時には初期状態より大きい地盤応力が発生するが，加振完了後の最終状態では初期地盤応力状態に戻ることが分かる．これは加振の影響により，構造物周辺では残留ひずみが発生して，加振完了後にも初期の状態に戻らないのに対して，周辺地盤には塑性ひずみが生じなかったからだと考えられる．

## (2) 覆工周辺地盤での応力 - ひずみ関係

図 4-30，図 4-31 にボックスカルバートとアーチカルバートの周辺地盤における地盤要素の応力履歴とせん断力 - せん断ひずみ関係を示し，ボックスカルバートとアーチカルバートの周辺地盤の応力経路について盛土のみのケースと比較・検討を行う．これらの図から，以下のような現象が見られる．

- a) ボックスカルバートの側壁の上端部とアーチカルバートの肩部および盛土のみで，同位置に発生する平均主応力とせん断力を比較すると，ボックスカルバートの側壁上端部に発生する平均主応力が一番大きい．これは，ボックスカルバートの形状により地盤応力が角部分に集中したためである．さらに，ボックスカルバートがアーチカルバートより大きいせん断ひずみが発生するが，これは，地盤に追随する形で変形するアーチカルバートに対して，ボックスカルバートは高い剛性により地盤の変形に対処するためである．
- b) 構造物の上部地盤では，ボックスカルバートとアーチカルバートのいずれも盛土のみとほぼ同じ地盤挙動を示すことから，構造物上部地盤の力学挙動は構造物により大きく変化しない．
- c) ボックスカルバートの側壁の下端部とアーチカルバートの脚部に隣接する地盤および盛土のみのケースで同位置に発生する応力を比較すると，ボックスカルバート，アーチカルバート，盛土のみの順に大きくなる現象が見られるが，これは構造物が設置された領域の見かけ単位体積質量と同じ順番を示す．さらに，せん断応力は 3 つのケースでほぼ同じ値を示すが，せん断ひずみはアーチカルバートがボックスカルバートより大きい値を示す．
- d) 構造物底版下部に発生する平均主応力も，c) と同じくボックスカルバート，アーチカルバート，盛土のみの順に大きくなる現象が見られ，これも構造物領域の見かけ密度に関連すると考えられる．しかしながら，3 ケースはほぼ同じせん断ひずみ分布を示す．

さらに， $t_j$ -sand model の概念に基づいて  $X_f$ -Line より地盤の破壊を判定する．図 4-32 にボックスカルバートとアーチカルバートの周辺地盤，盛土のみのケースで同じ深さにおける地盤での応力経路および  $t_j$ -sand model の破壊線を示す．検討結果より，脚部に隣接する地盤ではアーチカルバートがボックスカルバートよりせん断力が卓越する挙動を示すが，頂版と肩部で隣接する地盤では逆の結果が現れた．さらに，ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも，構造物下部周辺地盤より覆工頂版に隣接する地盤で破壊する恐れがある．

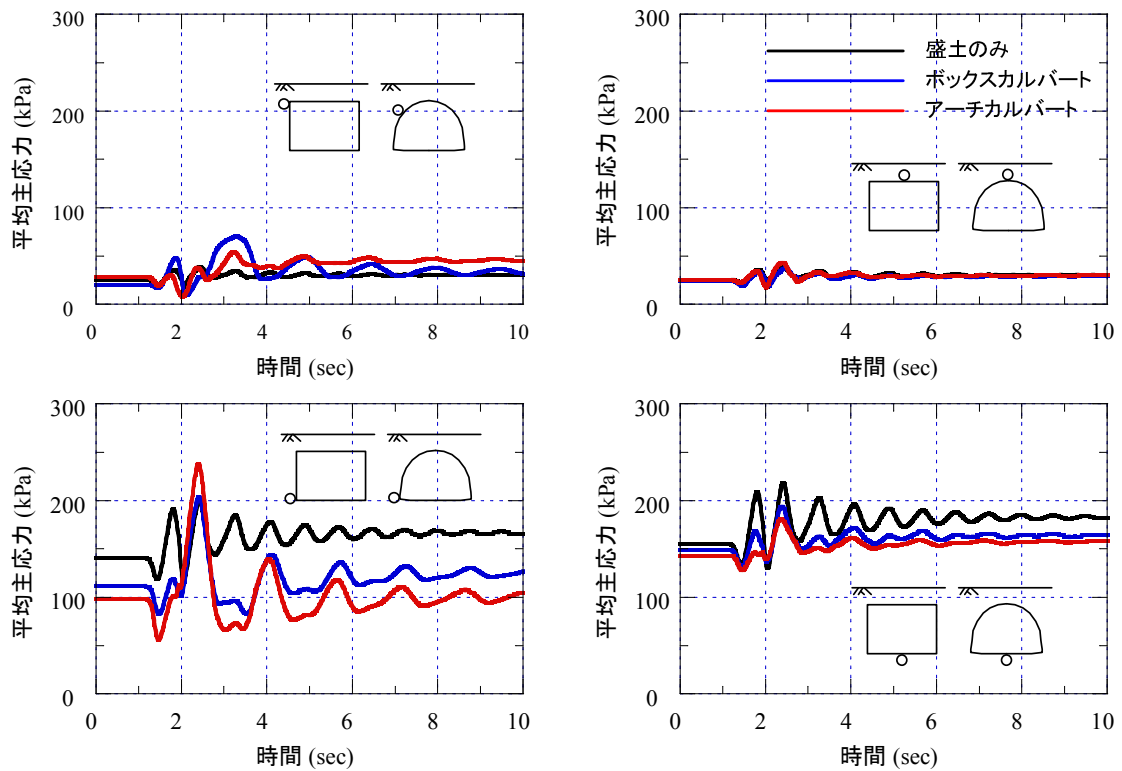


図 4-30 地盤要素の平均主応力の履歴

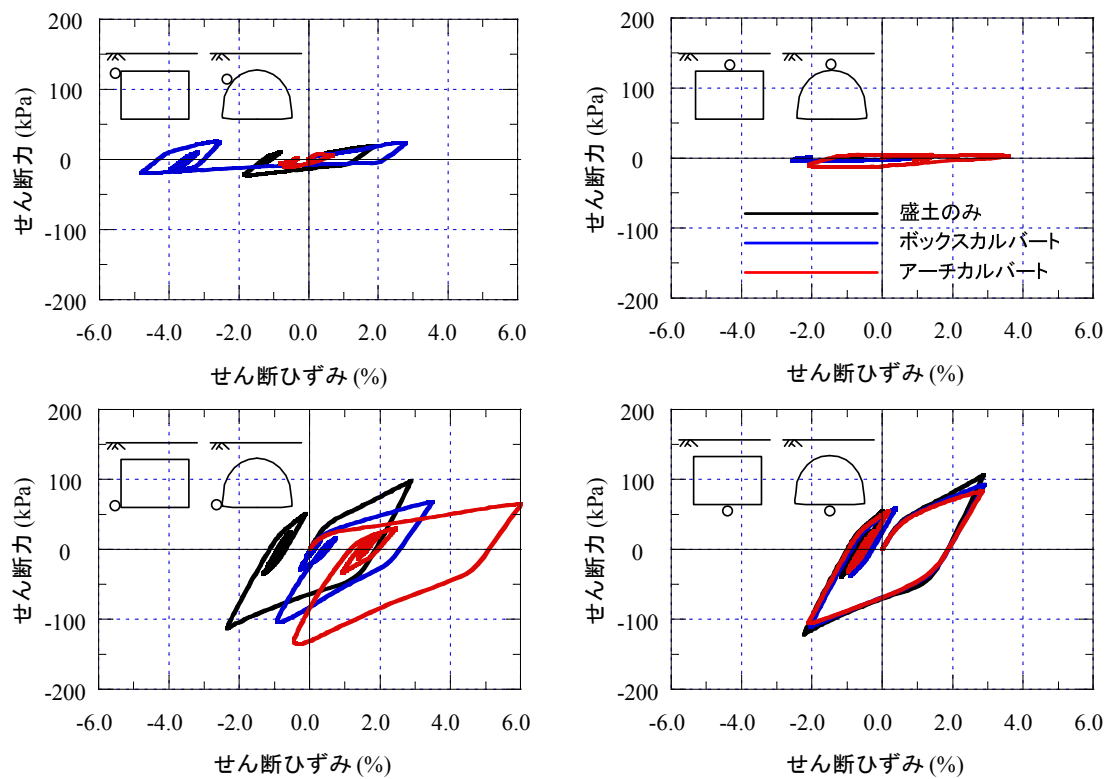


図 4-31 地盤要素のせん断応力-せん断ひずみ関係

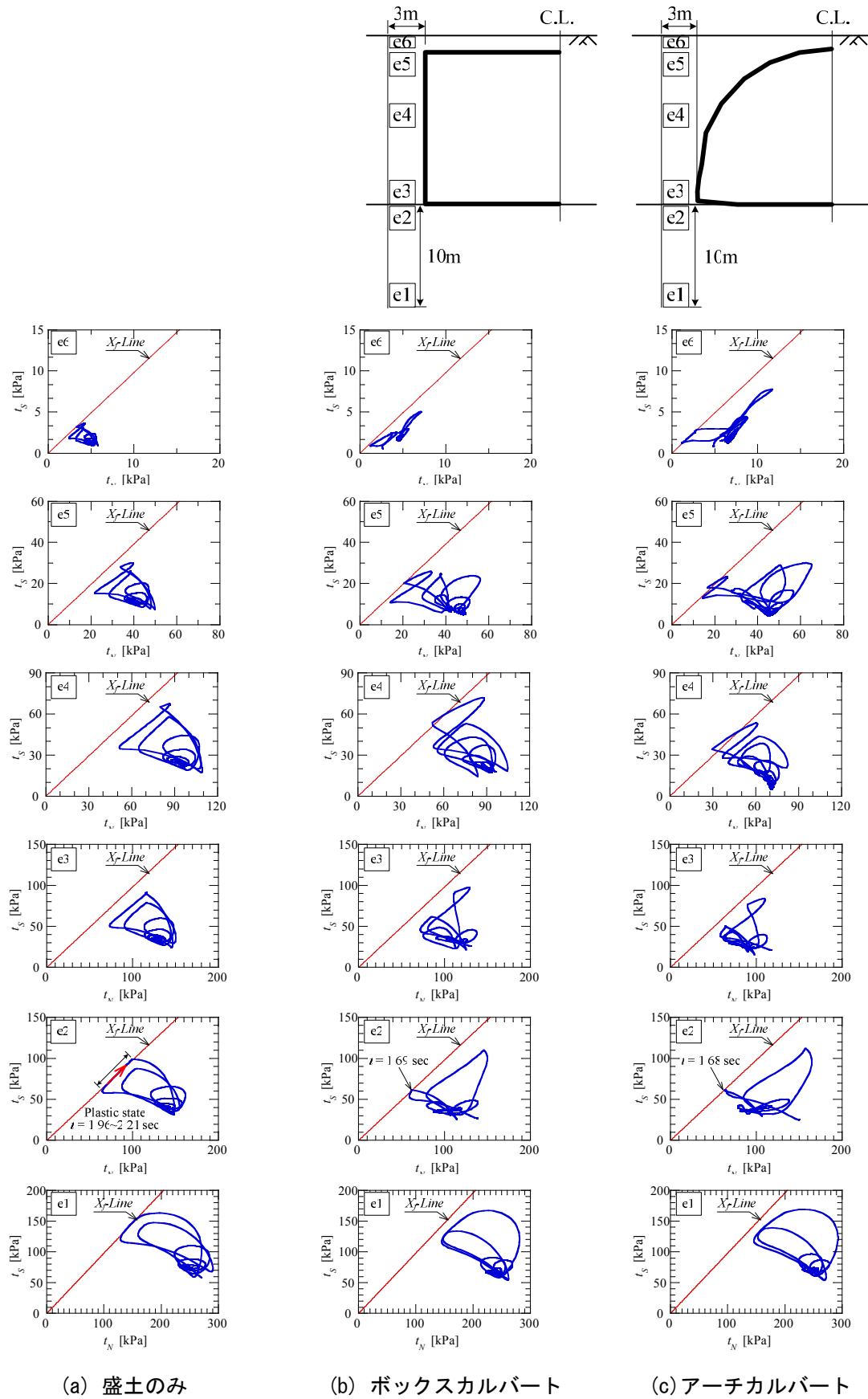


図 4-32 構造物周辺地盤における応力経路



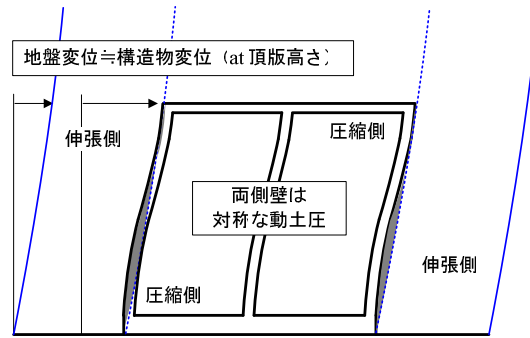
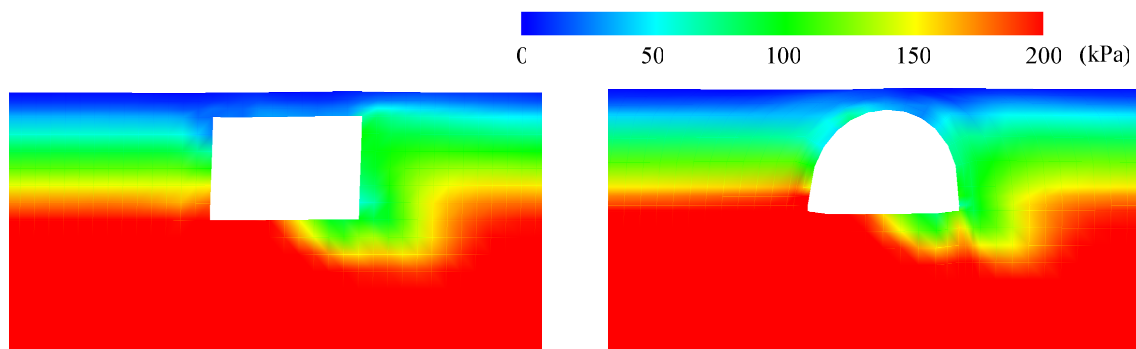


図 4-33 地震時にボックスカルバートの側壁に作用する土圧の概念図<sup>42)</sup>



(a) ボックスカルバート ( $t = 2.24 \text{ sec}$ )

(b) アーチカルバート ( $t = 2.21 \text{ sec}$ )

図 4-34 最大覆工変形時の平均主応力分布

### (3) 地震動による土圧

図 4-33 に示すように、地震時、ボックスカルバートに作用する土圧は側壁の上部と下部とで圧縮と伸張が逆になる。例えば、構造物が変形する側の側壁(図では右側壁)では、上部が圧縮土圧、下部が伸張土圧となる。さらに、左右の側壁では圧縮土圧と伸張土圧が作用する場所が逆転しており、構造物の変形方向と逆側の側壁(図では左側壁)では、上部が伸張土圧、下部が圧縮土圧になる。これらの現象は、構造物と地盤との変形モードの差によって説明できる<sup>42)</sup>。

ボックスカルバートとアーチカルバートの脚部に隣接する地盤に最大応力が発生する時刻での地盤平均主応力の分布を図 4-34 に示す。2 つのケースいずれも約  $t = 2.2 \text{ sec}$  の時、左脚部に隣接する地盤で最大応力が発生することが見られる。この時刻では地盤といずれのカルバート構造物も右方向に変形し、それに伴って地盤応力分布も変化していることが分かる。図 4-35 には、ボックスカルバートとアーチカルバートの頂版に最大変形が右側に生じる際、左側周辺地盤応力と覆工の変形を示す。周辺地盤応力では、ボックスカルバートとアーチカルバートの側壁に隣接する地盤に発生する水平地盤応力を示し、覆工変形は検討位置と脚部の相対水平変位、すなわち検討する位置の水平変位から脚部の水平変位を差した値を示す。図 4-33 に示す概念のように、ボックスカルバートとアーチカルバートの周辺地盤では、左側下部に圧縮されて応力が増加した。周辺地盤から土圧により変形された覆工の変形に注目すると、ボックスカルバートよりアーチカルバートの方が大きい変形を生じ、アーチカルバート構造は変形しやすいことが確かめられた。従って、大きい変形が生じる上部に隣接する地盤ではボックスカルバートより応力が小さくなる。図 4-36 にボックスカルバートとアーチカルバート両方の周辺地盤に生じる地

盤体積膨張が発生した分布を示す。ボックスカルバートでは、覆工の左側上部と右側下部における地盤で体積ひずみが発生したことに反して、アーチカルバートでは左側に体積膨張が発生せず、頂版上に体積膨張が発生した。この原因としては、左側では覆工が変形して動土圧を受けて、覆工上部に地盤体積変形が集中したためと考えられる。

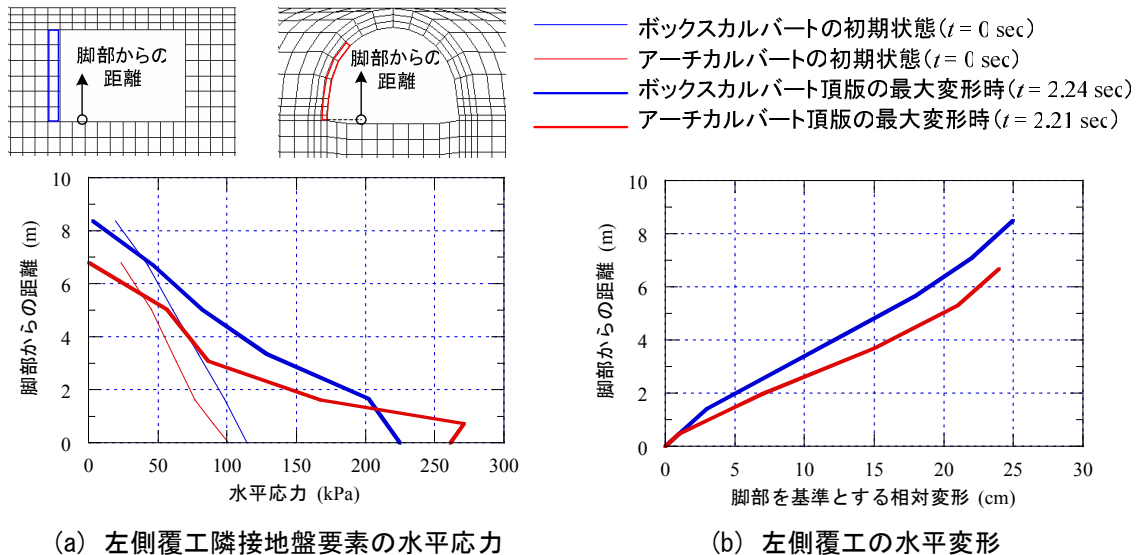


図 4-35 最大覆工変形時における地盤と覆工の相互作用

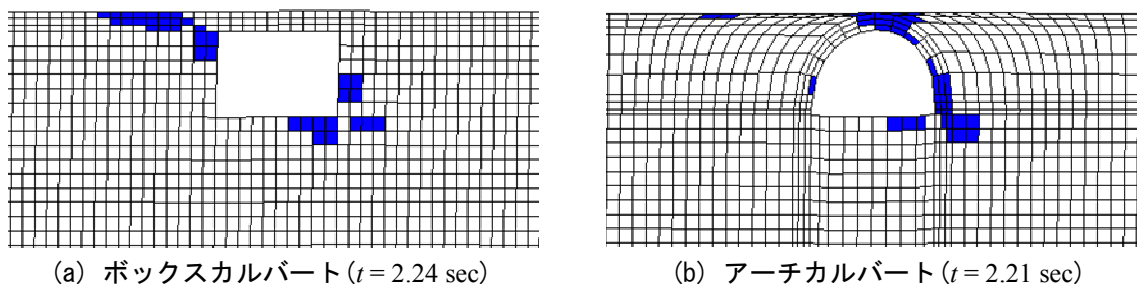


図 4-36 最大覆工変形時の周辺地盤で発生した体積膨張領域

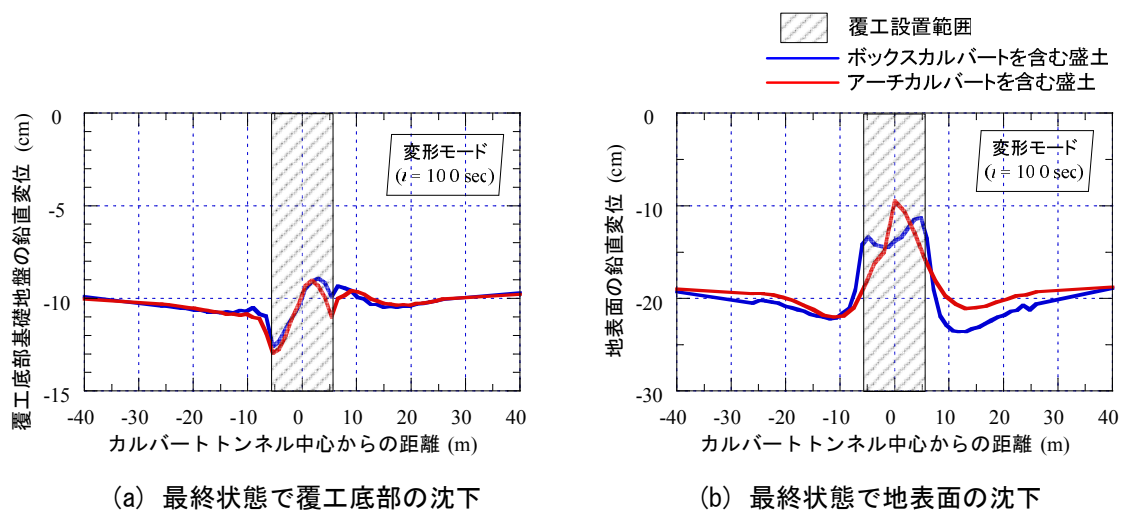


図 4-37 最終状態における覆工底部の基礎地盤沈下分布

#### 4.4.6 最終状態

地震が収束した最終状態における断面力と変形について検討する。なお、解析終了時刻は加振開始時刻の 10 秒後である。図 4-37 に最終状態におけるボックスカルバートとアーチカルバートの覆工底部の基礎地盤や盛土上部の地表層の沈下を示す。また、図 4-38 に最終状態におけるボックスカルバートとアーチカルバートの覆工および地盤の変形図を示す。同図では図 4-18 と同様に、変形を 5 倍にして表示している。基礎地盤沈下に注目すると、両方いずれも左側脚部で約 13 cm の最大沈下が生じて、最大

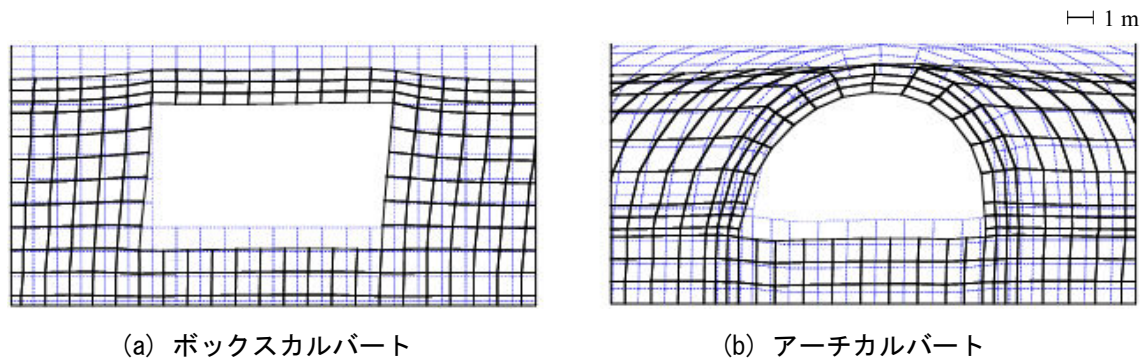


図 4-38 最終状態における地盤および覆工の変形

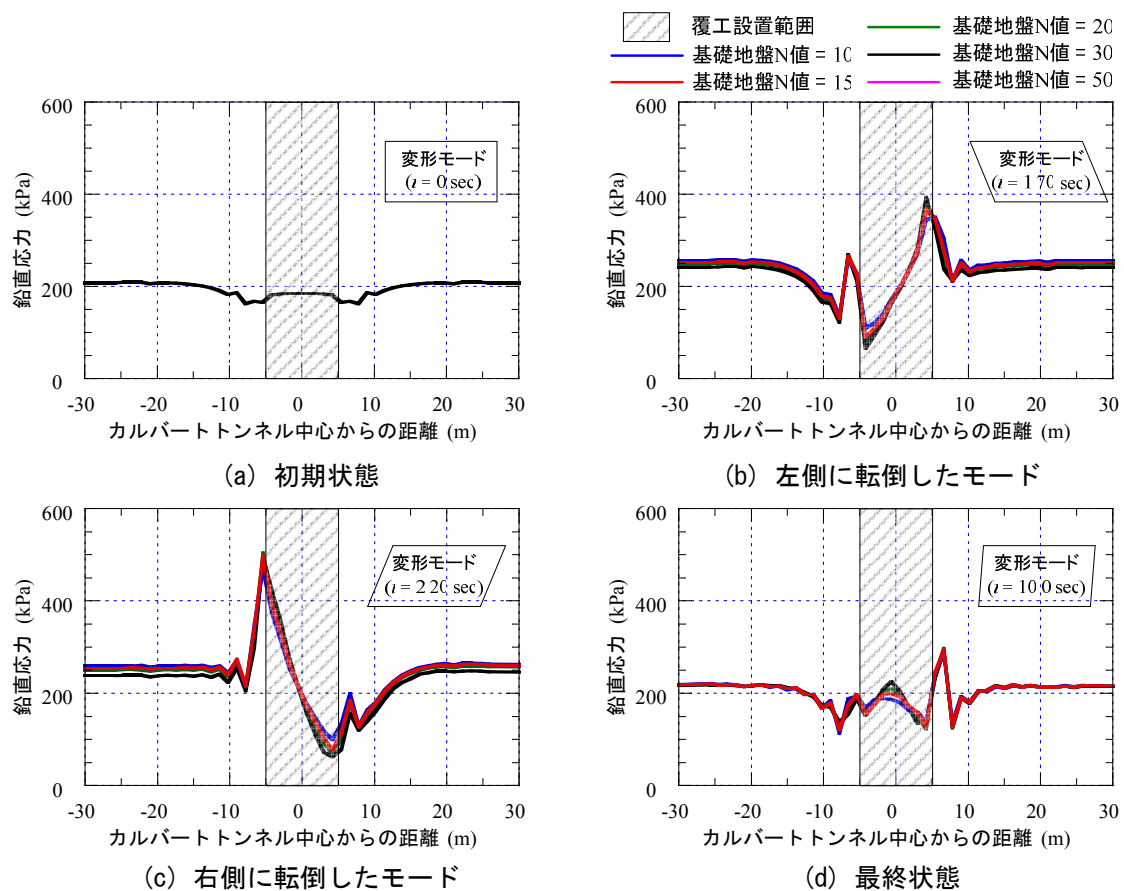


図 4-39 基礎地盤 N 値による覆工底部に発生する鉛直応力の分布（ボックスカルバートを含む盛土）

曲げモーメント発生時で右側に変形されたモードと同様になっていることが分かる。構造物上部の地表面沈下では、アーチカルバートは覆工中心から離れると一定の比率で沈下量が増えるが、ボックスカルバートでは両側壁がある部分で周辺地盤との沈下量の差が大きく発生した。これ現象は、ボックスカルバートの側壁の剛性が高く、変形しにくいからだと考えられる。

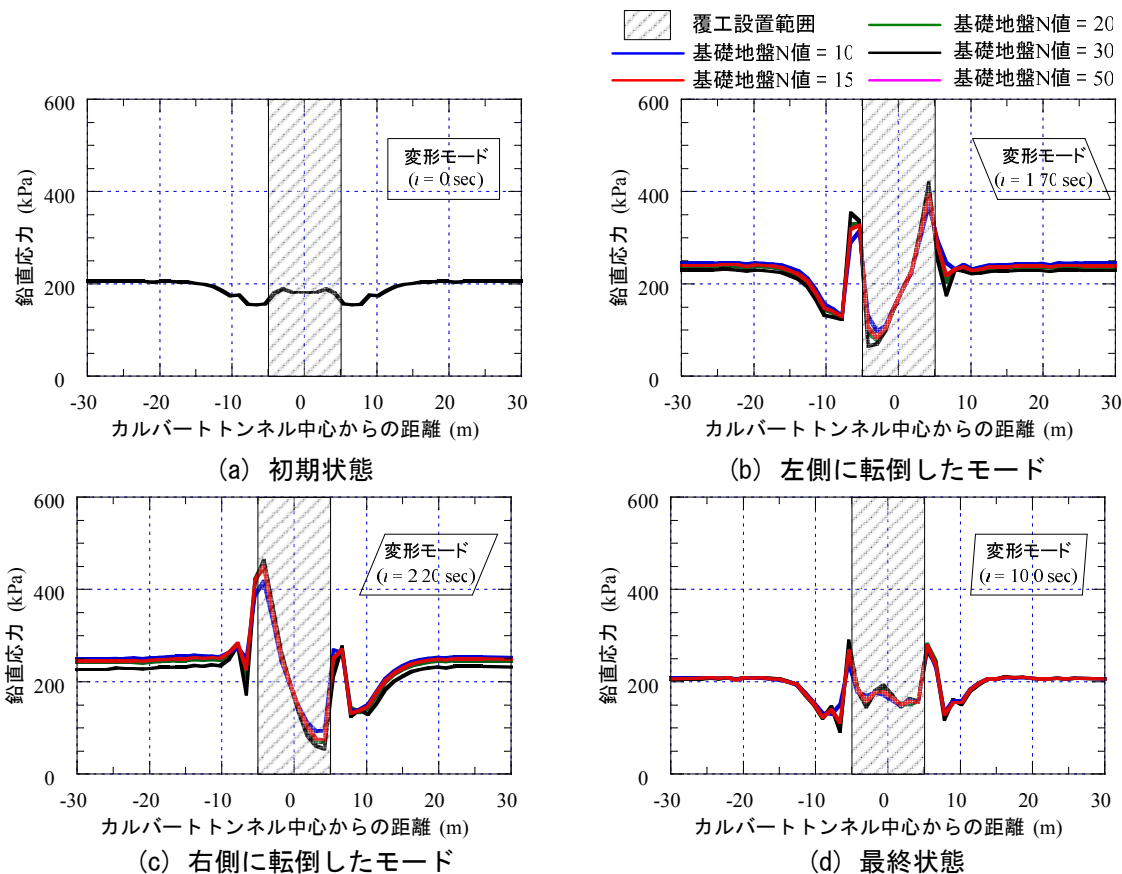


図 4-40 基礎地盤 N 値による覆工底部に発生する鉛直応力の分布（アーチカルバートを含む盛土）

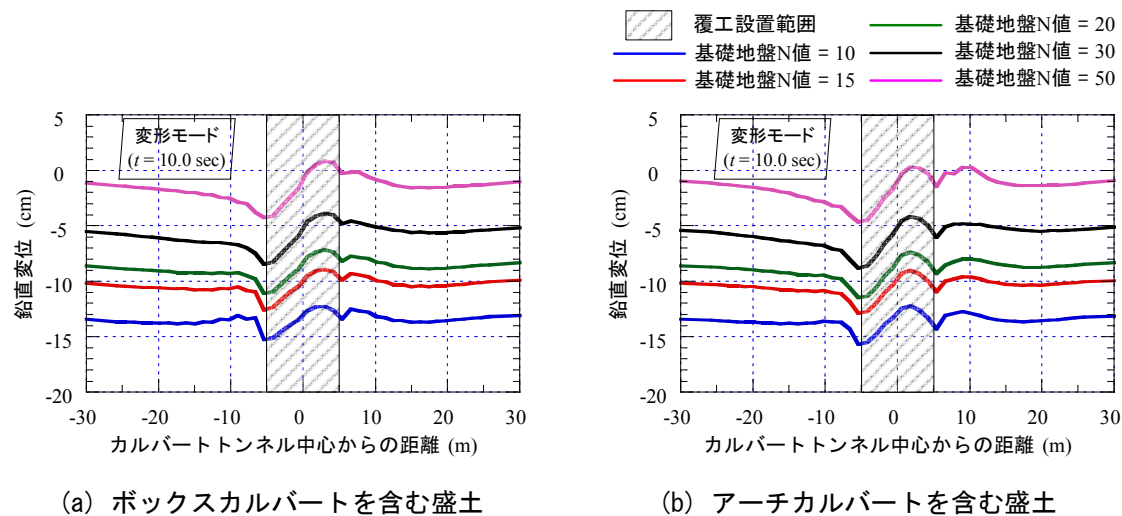


図 4-41 最終状態における覆工底部の地盤沈下分布

## 4.5 基礎地盤の N 値による影響

4.4 では、基礎地盤 N 値 = 15、盛土 N 値 = 10 の地盤条件であるボックスカルバートとアーチカルバートを含む盛土の動的挙動を検討した。この地盤条件はカルバートトンネル施工時の最低限条件であり、普段は基礎地盤を深層混合改良などで補強してカルバート覆工を設置する。故に、本項では、基礎地盤条件によるボックスカルバートとアーチカルバートを含む盛土の動的挙動について検討を行う。基礎地盤の N 値 = 10, 15, 20, 30, 50 の 5 つのケースに対して検討し、地盤材料定数は第 3 章で示す 3 軸圧縮シミュレーションで決定した。覆工材料および境界条件などの解析条件は 4.2 と同様である。

図 4-39 と図 4-40 にボックスカルバートを含む盛土とアーチカルバートを含む盛土に対して、基礎地盤の N 値による覆工底部に発生する地盤応力の変化を各変形モードに分けて示す。右側に変形したモードで発生する最大鉛直応力では、ボックスカルバートとアーチカルバートのいずれも基礎地盤の影響が小さい結果が得られた。しかしながら、最終状態ではボックスカルバートとアーチカルバートいずれも覆工底部の残留応力が初期応力より小さくなり、特に、両脚部の底部で顕著な応力減少が発生した。

図 4-41 に基礎地盤の N 値による覆工底部の基礎地盤の最終沈下分布を、図 4-42 には覆工底部に発生した最大および最小沈下量を示す。ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、基礎地盤の強度を高めることによる覆工底部の沈下を小さくすることが可能である。しかしながら、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも N 値の増加により、覆工の両脚部の相対沈下量はほぼ減少しない。

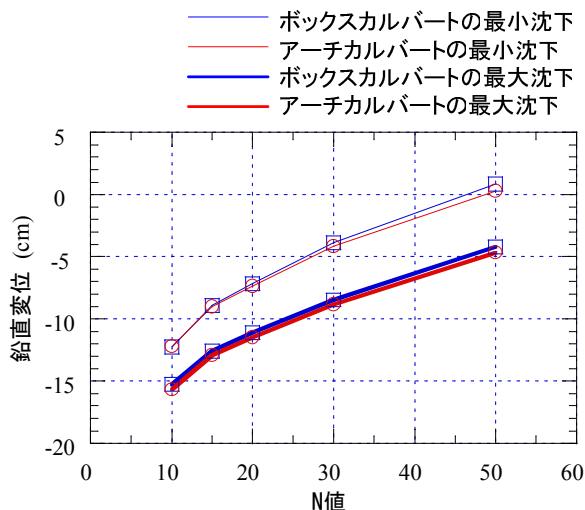


図 4-42 N 値による覆工最終沈下の変化

## 4.6 まとめ

本章では、幅 10 m、土被り 1.5 m の同じ条件で設計されたアーチカルバートとボックスカルバートについてレベル 2 地震動に対する動的解析を行い、両者の耐震安定性について比較検討を行った。得られた結果および知見を以下にまとめる。

### 振動前

本研究では土被りが 1.5 m と低土かぶりであるため、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも、施工直後覆工底部地盤に生じる応力は周辺地盤より小さい。施工完了時、ボックスカルバートでは、頂版の両端部が外側に引張られるような曲げモーメントが発生する結果が見られ、頂版は梁のような効果を発揮し、上部地盤の荷重に耐えると考えられる。これに対して、アーチカルバートでは、頂版の肩部が内側に引張られるような曲げモーメントが発生することから、覆工の変形により上部地盤の荷重に抵抗することが確認された。

### 振動時および振動後

- ① ボックスカルバートでは覆工底部から伝わった地震波が大きく増加することに対して、アーチカルバートでは応答が小さくなる。さらに、アーチカルバートでは、周辺地盤の応答加速度が増加する現象が現れ、振動エネルギーが周辺地盤に逸散される結果が見られた。これから、アーチカルバートは振動エネルギーを周辺地盤に逸散させ、構造物の被害を低減できる機能を持つ構造といえる。
- ② ボックスカルバートとアーチカルバートの断面力では、いずれもほぼ同じ応力レベルが発生するが、コンクリートと鉄筋の量が少ないアーチカルバートで、より大きいひずみが発生する。また、断面の厚さが比較的厚いボックスカルバートでは、大きい変形が生じる頂版の端部でコンクリートの破壊が見られ、アーチカルバートより安定性が低いと考えられる。
- ③ 覆工周辺地盤の安定性において、ボックスカルバートとアーチカルバート、いずれも覆工上部の外側に隣接する地盤でせん断力が卓越する結果が得られた。これにより、盛土式構造物の周辺地盤では、覆工上部に隣接する地盤でせん断破壊に至る可能性が最も高いと考えられる。
- ④ 覆工底部に発生する最大地盤応力は、ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも脚部付近地盤で発生する。ボックスカルバートでは、施工完了時の地盤応力より約 150 % 増加することに対して、アーチカルバートでは約 125 % 増加する結果が見られ、ボックスカルバートのケースでより大きい地盤応力が発生する。
- ⑤ 振動後、覆工の変形により底部地盤に残留応力が発生するため、両脚部間の鉛直応力に差が生じるが、その差異はボックスカルバートがアーチカルバートより大きい値を示す。
- ⑥ 地震後、アーチカルバートを含む盛土では、地表面が均等に沈下したことにに対して、ボックスカルバートでは覆工側壁と地盤の境界で大きい不同沈下が見られた。これは、ボックスカルバートの剛性が比較的高いため、アーチカルバートのように覆工に変形が生じなかったからだと考えられる。

- ⑦ 基礎地盤の強度を高めることにより，覆工底部の沈下を防ぐことが可能である．しかしながら，覆工の両脚部の相対沈下量は，ボックスカルバートとアーチカルバートいずれも  $N$  値の増加により変化しない．





## 第5章 多連式アーチカルバートを含む盛土構造の耐震性

### 5.1 概説

ここまでは、プレキャストアーチカルバート（以下、プレキャストを略す）を含む盛土の適切なモデル化について検討し、さらに、同じ条件で施工した現場打ちのボックスカルバートとの耐震性の差異について比較検討を行った。本章では、「多ユニットアーチカルバート」と「3連式アーチカルバート」を含む「多連式アーチカルバート」および周辺地盤の耐震性について検討を行う。5.2 では、シングルアーチカルバートのある間隔で並べた「多ユニットアーチカルバートを含む盛土」を検討対象として適切なユニット間隔について着目し、5.3 では、3連に構造を変化した「3連式アーチカルバートを含む盛土」の耐震性能についてシングルアーチカルバートを含む盛土と比較検討した。

### 5.2 多ユニットアーチカルバートを含む盛土の耐震安定性

アーチカルバートを連続的複数並べて高架橋の代わりに施工する場合、その盛土式構造物および周辺地盤の耐震安定性を確かめる必要がある。また、開放感を確保するためには、ユニット間隔をできるだけ狭く設置することが望ましいが、ユニット間隔を狭くすることにより地盤および覆工の挙動が大きく変化すると考えられ、ユニット間隔による覆工および周辺地盤の耐震安定性に対する検討が必要となる。そこで、本節では、3つのアーチカルバートを並べた多ユニットアーチカルバートを含む盛土に対して、強震動に対する耐震性を検討し、適切なユニット間隔について考察を加える。本研究では、ユニット間隔が10 m、5 m、2.5 mの場合、ユニット間における地盤要素の動的挙動と3つのアーチカルバート各ユニットの断面力分担の変化について検討を行う。

#### 5.2.1 解析条件

本項の解析対象は、表5-1に示すように、盛土のみ、アーチカルバート、間隔10 m、5 m、2.5 mの多ユニットアーチカルバートの計5ケースであり、図5-1に対象とした地盤および覆工の諸元を示す。地盤条件は、基礎地盤はN値 = 15、盛土はN値 = 10と第4章で取り扱った地盤条件と同様に仮定し、覆工

表 5-1 解析ケース

解析対象	ケース
盛土のみ	Case 5-1
シングルアーチカルバート	Case 5-2
3連式アーチカルバート（間隔 10 m）	Case 5-3
3連式アーチカルバート（間隔 5 m）	Case 5-4
3連式アーチカルバート（間隔 2.5 m）	Case 5-5

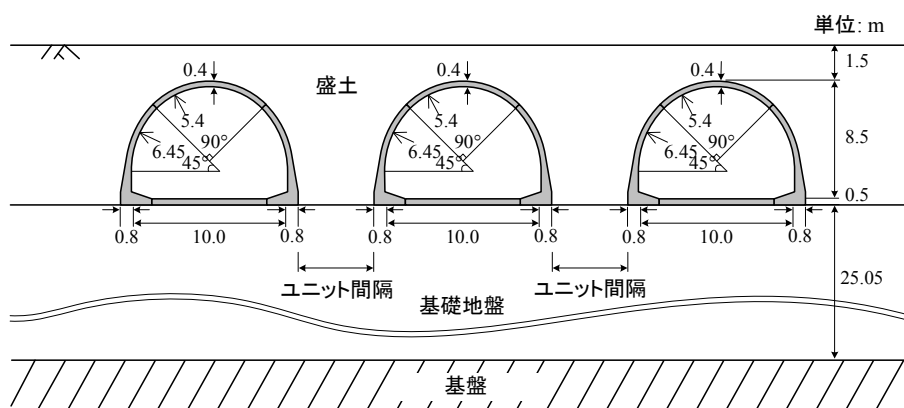


図 5-1 解析対象とする多ユニットアーチカルバート

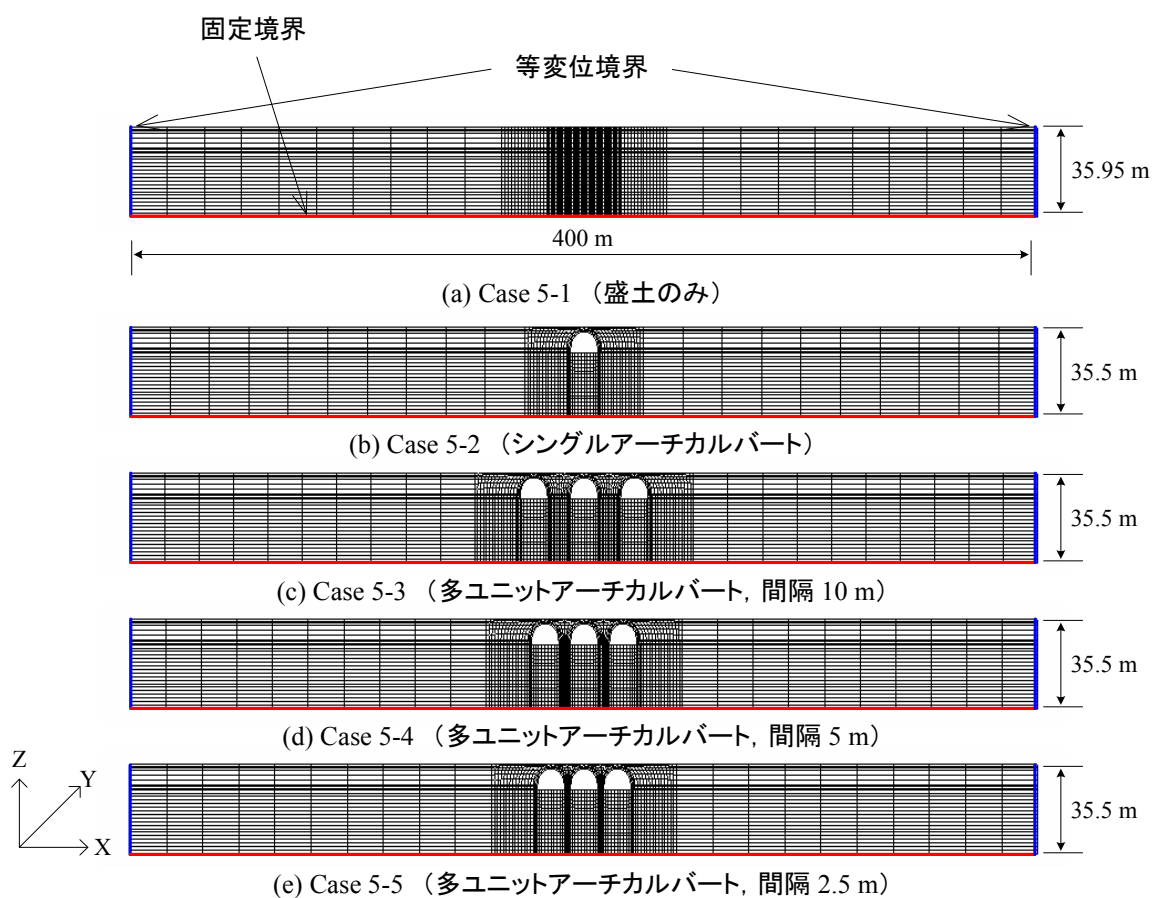


図 5-2 解析メッシュと境界条件

も同じプレキャスト部材を選んだ。本項で用いた解析メッシュと境界条件を図 5-2 に示す。計 5 ケースの解析いずれも、解析領域は  $x$  方向を 400 m、 $z$  方向を 35.5 m とした。

## 5.2.2 初期応力状態の設定

動的解析を行う前段階の初期応力状態を表現するために、盛土のみ、シングルアーチカルバートを含む盛土、間隔 10 m、5 m、2.5 m の多ユニットアーチカルバートを含む盛土の計 5 ケースに対して施工過程

を考慮し、弾塑性有限要素法による解析を行った。図 5-3 に間隔 5 m の多ユニットアーチカルバートを含む盛土を一例として施工過程を考慮した自重解析段階を示す。自重解析は覆工の設置および盛土の積み上げを計 11 段階に分けられる。

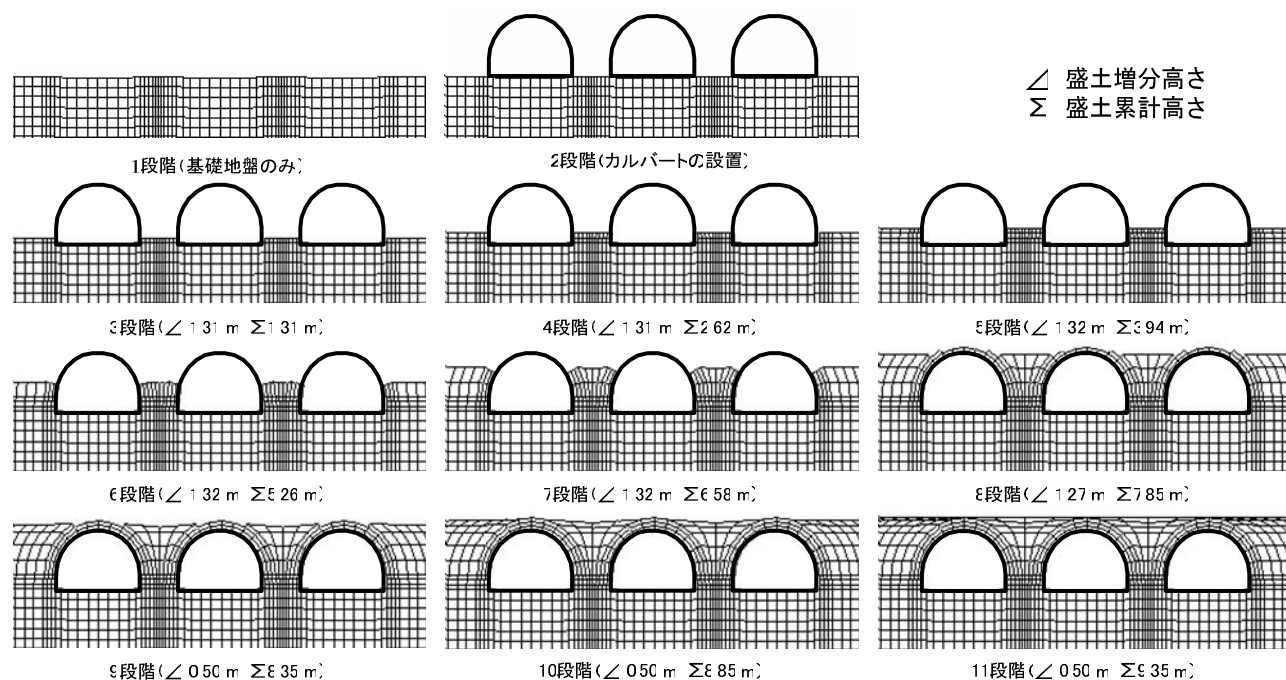


図 5-3 施工過程を考慮した解析における各断面（ユニット間隔 5 m のケース）

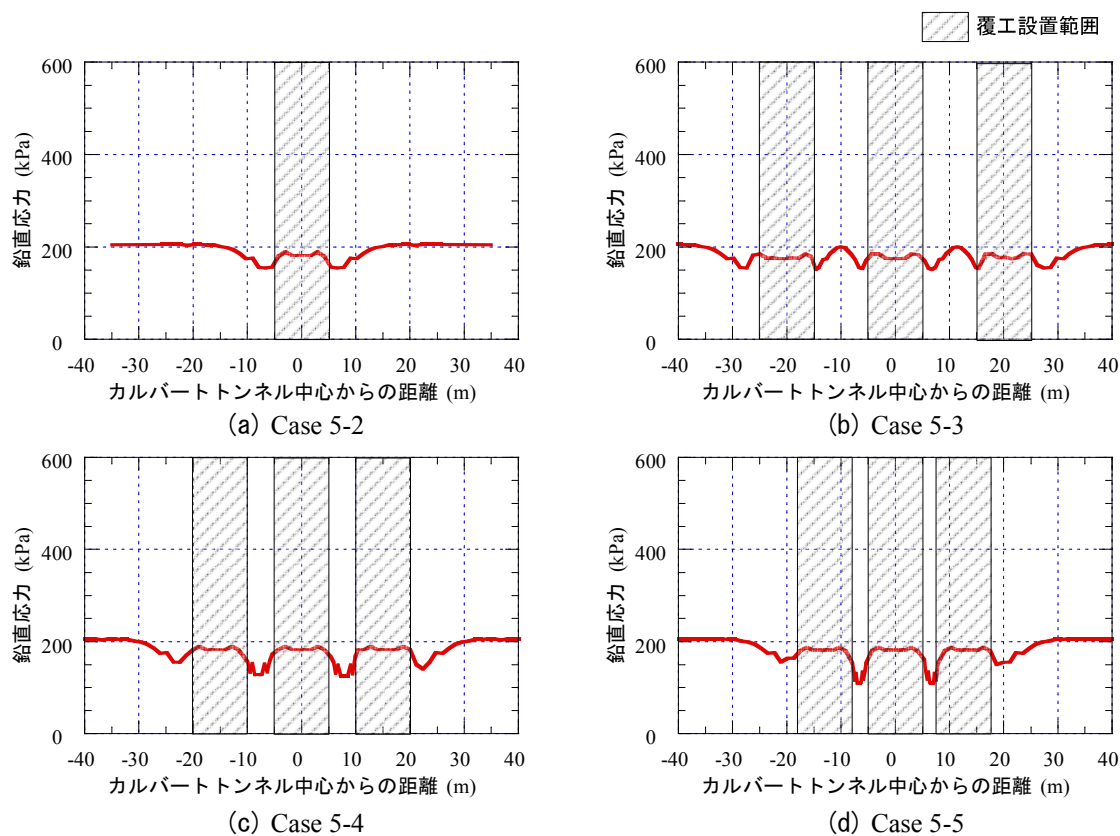


図 5-4 施工完了時における覆工底部地盤の鉛直応力分布

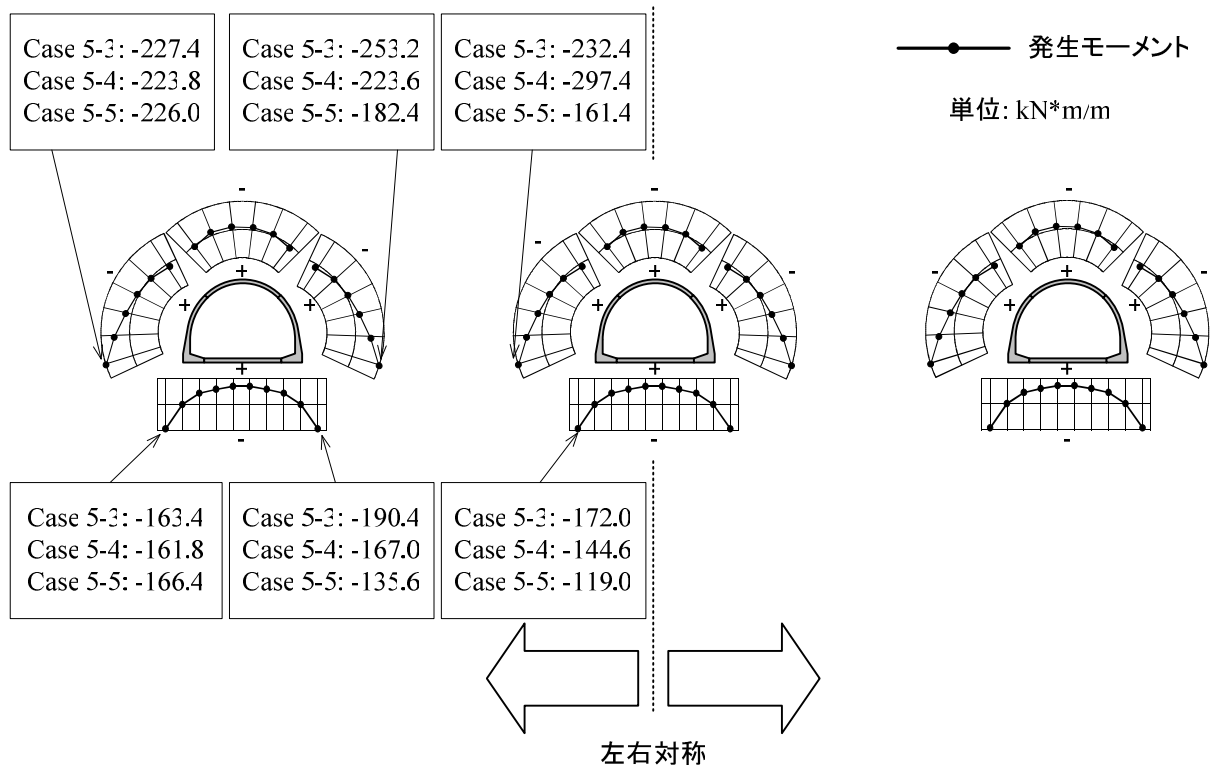


図 5-5 施工完了時における曲げモーメント分布

図 5-4 に各ケースで、施工完了時における地盤の鉛直応力分布を示す。同図より、覆工から離れた領域ではいずれのケースでもほぼ同じ応力が発生する。構造物の間に発生する鉛直応力に注目すると、Case 5-3 すなわち設置間隔が 10 m の場合、覆工の間で覆工から離れた領域と同じ鉛直力が発生することが見られ、さらに、覆工周辺の鉛直応力分布は、シングルアーチカルバートとほぼ同じである。これから、設置間隔が 10 m 以上になると、アーチカルバート間相互作用はほぼ存在なくなり、シングルアーチカルバートとほぼ同じ地盤挙動を示すことが考えられる。これに対して、設置間隔が 5 m より狭い場合、覆工の間に発生する鉛直応力はシングルアーチカルバートのケースで同位置に発生する鉛直応力より小さくなり、さらに、設置間隔が狭くなるほど小さくなることが分かる。これは、覆工の相互作用により関連すると考えられる。

図 5-5 に施工完了時、多ユニットアーチカルバートの Case 5-3, 4, 5 の単位奥行き当たりの曲げモーメントを示す。曲げモーメントの符号は覆工の内側に引張られ、外側が圧縮される一対のモーメントを正とする。同図より、覆工に発生する曲げモーメントは、中間におけるユニットを基準として左右側が対称になる。さらに、ユニット間隔 10 m のケースでは 3 つのユニットに発生する曲げモーメントがほぼ同じであるが、ユニット間隔が狭くなると中間ユニットより両側ユニットの側壁に発生する曲げモーメントが大きくなり、ユニット間隔が狭くなるほど両側の部材の断面力分担率が増加することが見られる。

### 5.2.3 動的挙動の検討

本節では、盛土のみとシングルアーチカルバート、多ユニットアーチカルバートの振動特性に対して比較・検討を行う。本研究で行った解析は、盛土基盤の底面に地震波を入力して、盛土およびカルバー

ト構造物を水平方向に振動させる解析であり、鉛直方向の加速度はほとんど変化しないため、加速度の変化は水平方向に限定して検討を行う。

### (1) 応答時刻歴

地中構造物は周辺の地盤に囲まれた状態で、入力地震動に対する構造物の振動は地盤により拘束されるため、地上構造物のように応答値が非常に大きく増幅される現象は現れない。したがって、地中構造物横断方向の振動特性は地上構造物とは大きく異なり、周辺地盤から大きな影響を受けることが特徴となっている。また、硬い基礎地盤上に設置された盛土は、振動が大きくなる可能性が大きい。これは、強震動は主にせん断波動であり、これが地中深部から地表面まで鉛直に伝達してくる際、地盤の影響を受けて特性が変化するからである。本研究の対象である地盤は、比較的固い基礎地盤上に盛土を施工したケースであり、地盤振動が激しくなる恐れがある地盤である。さらに、アーチカルバート構造物の剛性の影響によってアーチカルバート盛土の振動特性が複雑になる。

図 5-6 にユニット間の中心部で（シングルのケースは脚部から 3 m 離れた地盤）地盤深さ方向における最大応答加速度と最大せん断ひずみの分布を示す。検討結果より、Case 5-1 では、盛土から約 7 m 下の基礎地盤から最大応答加速度の増加率が大きくなり、基礎地盤より軟弱な盛土で応答加速度が増加する。盛土から少し離れた位置から応答加速度の増加率が大きくなった原因として、上部における盛土層からの反射波が重なったことが考えられる。また、構造物覆工の形と剛性により、各ケースで応答加速度のずれが生じるが、その中でシングルアーチカルバートを設置したケースと盛土のみのケースの差が最も小さいことが確認された。多ユニットアーチカルバートでは、ユニット間隔が狭くなるとユニット間における地盤で、応答加速度とせん断ひずみが増加することが現れた。

図 5-7 に、最大加速度のずれが大きい場所（Part-A, C）とせん断ひずみのずれが大きい場所（Part-B）の応答加速度の時刻歴を示す。地表層以外は、構造物有無に関係なく、応答加速度が  $t = 1.8 \text{ sec}$  から干

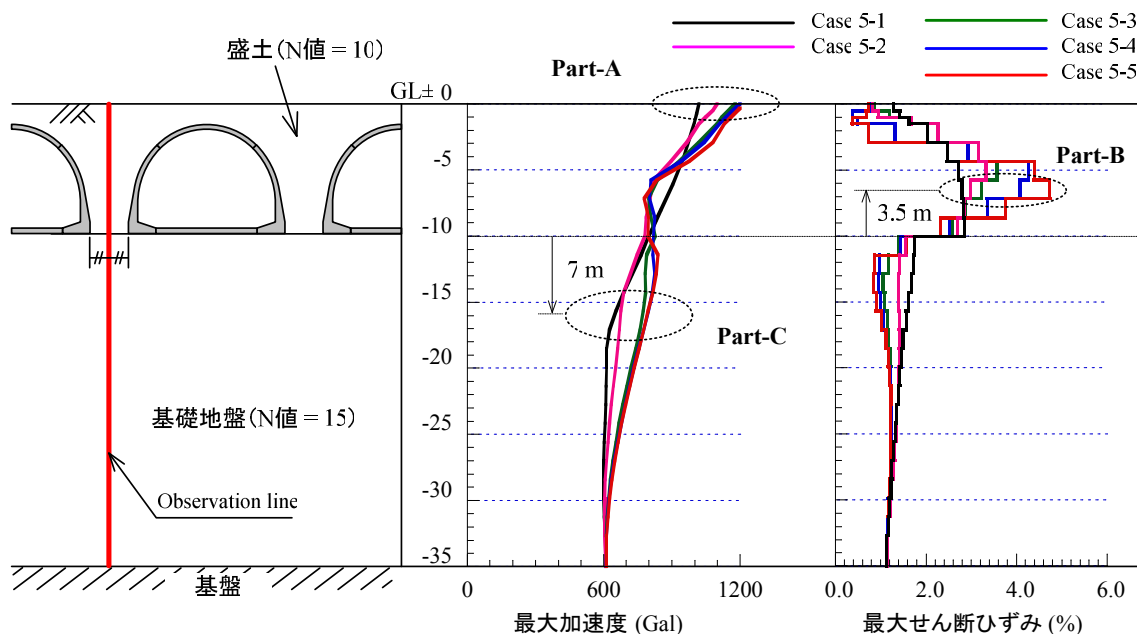


図 5-6 地盤深さ方向に対する最大応答値分布

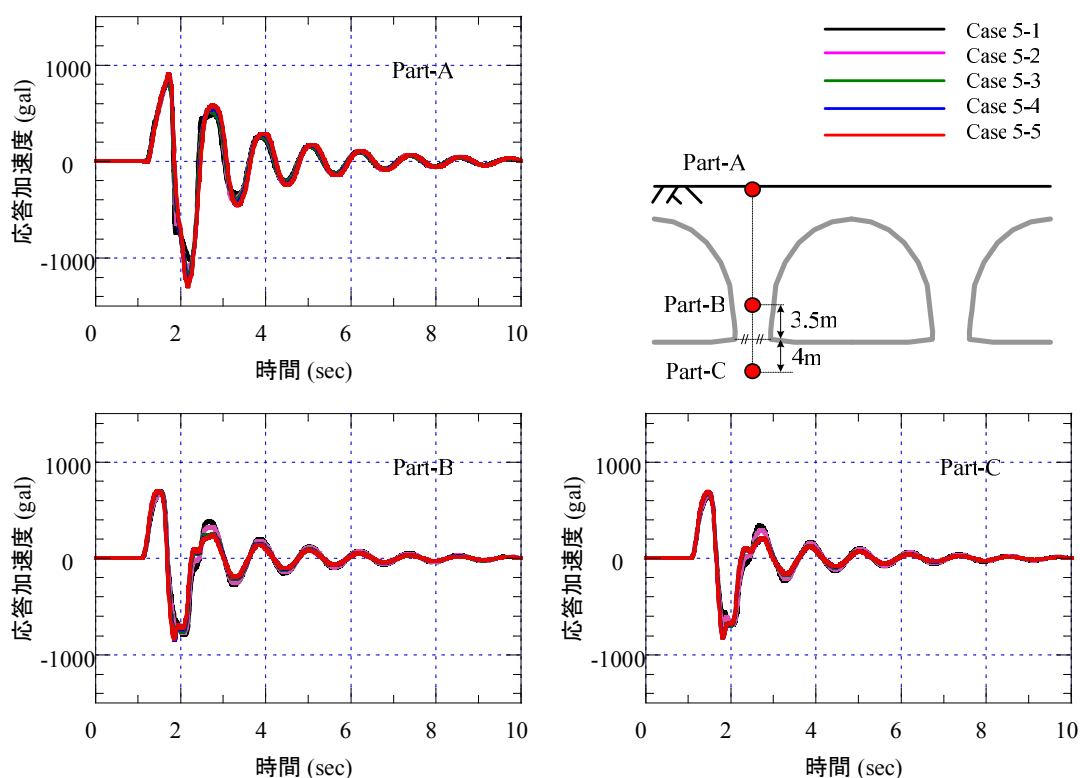


図 5-7 ユニット間における水平応答加速度の時刻歴

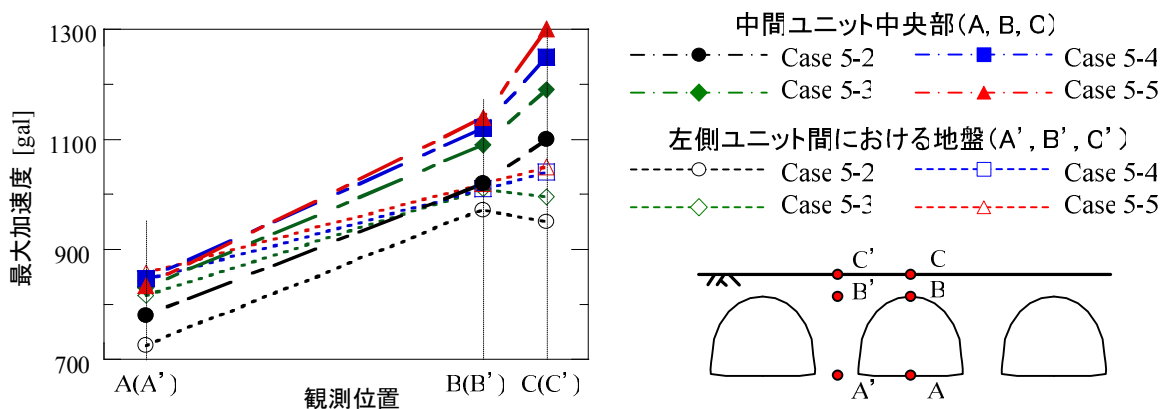


図 5-8 構造物周辺地盤における最大応答加速度の変化

渉される現象が見られ、地下構造物の振動特性は主に地盤条件により決定されることが確認された。さらに、全箇所ユニット間隔にかかわらず、ほぼ同じ応答加速度が生じることが確認できる。

構造物とユニット間地盤の相互的振動特性を考察するために、中間ユニットとユニット間における支点での最大加速度の増加率を検討し、図 5-8 に示す。ユニット間隔が構造物を通る加速度に及ぼす影響は小さいが、ユニット間の地盤で発生する加速度に及ぼす影響は大きい。ユニット間隔が狭くなると振動エネルギーを吸収する地盤領域が小さくなって地下逸散減衰が小さくなるのがその原因として挙げられる。

図 5-9 に多ユニットアーチカルバートのユニット間における地盤要素の水平方向および鉛直方向の最

大変位を示す。最大水平変位の絶対値は Case 5-2, 3, 4, 5 の順番に 43.1 cm, 43.1 cm, 45.1 cm, 47.3 cm で、ユニット間隔 10 m の Case 5-3 はシングルアーチカルバートの Case 5-2 と同じ水平変位が生じて多ユニット化の影響が見られない。しかしながら、間隔がそれ以上に狭くなると、覆工の慣性力がユニット間における地盤要素の挙動に影響を与えて水平変位が増加する。最大鉛直変位は、いずれも  $t = 10.0 \text{ sec}$  の最終状態で発生し、間隔が狭くなるとユニット間における地盤要素は周辺覆工との摩擦力により沈下が抑えられる。

図 5-10 に中間ユニットの頂版と底版の水平変形の最大値を示す。発生時刻は間隔に関わらず  $t = 2.28 \sim 2.29 \text{ sec}$  である。多ユニット化によるとシングルアーチカルバートよりユニット上下間水平変形量が増加する。さらに、ユニット間隔が狭くなるほど大きい水平変形が生じることが見られる。これは、ユニット間隔が狭くなると構造物底部の変位が拘束され、さらに構造物を含む盛土区間の密度が小さくて激しく揺れるためである。

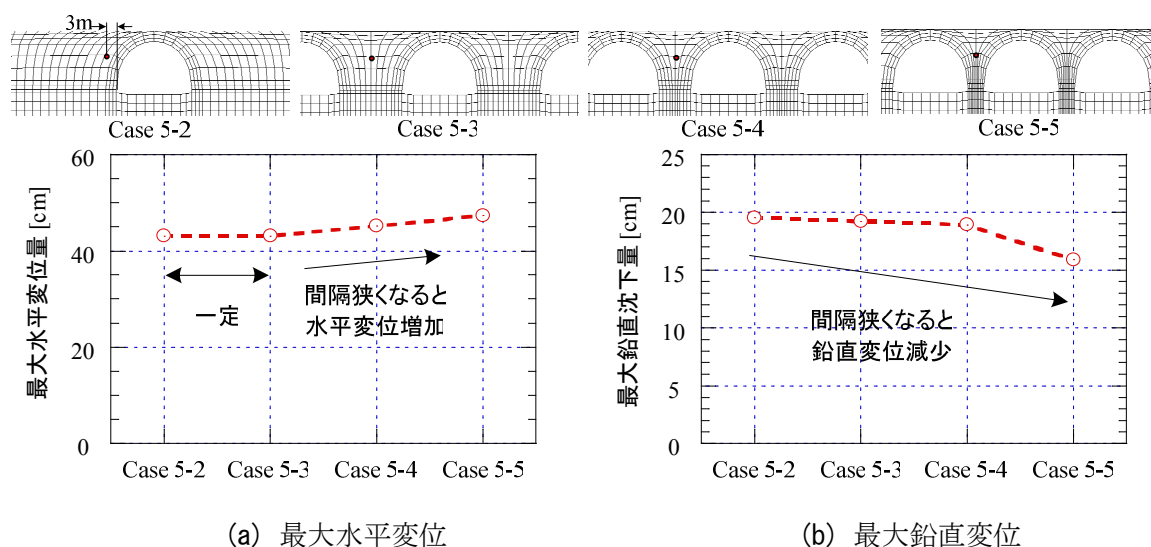


図 5-9 ユニット間隔によるユニット間の地盤要素の最大変位

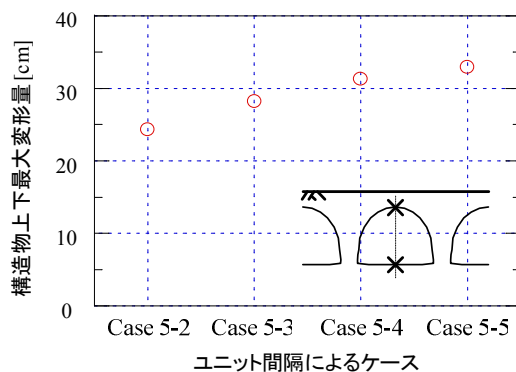


図 5-10 中央ユニット構造物の上下間水平変形の最大値



## (2) 覆工の挙動

アーチカルバートに発生する最大曲げモーメントの値および発生時刻を示し、シングルアーチカルバートを多ユニット化したことによる断面力の変化などを検討する。図 5-11 に Case 5-2, 3, 4, 5 のアーチカルバートの最大曲げモーメント発生時における曲げモーメント分布を示し、各脚部のみの値を図 5-12 に比較してグラフにプロットする。全ケースで、アーチカルバートが右側に変形したモードであり、最大曲げモーメントの発生時刻は  $t = 2.19 \sim 2.22$  sec でほぼ同じである。多ユニット化にするとユニット間隔によらずほぼ同様な曲げモーメントが発生した。しかしながら、シングルのアーチカルバートと比べては、多ユニットアーチカルバートは間隔に関わらず、最大曲げモーメントが約 15 % 増加することが確認され、多ユニット化にすると鉄筋とコンクリートの増加などの対策が求められる。

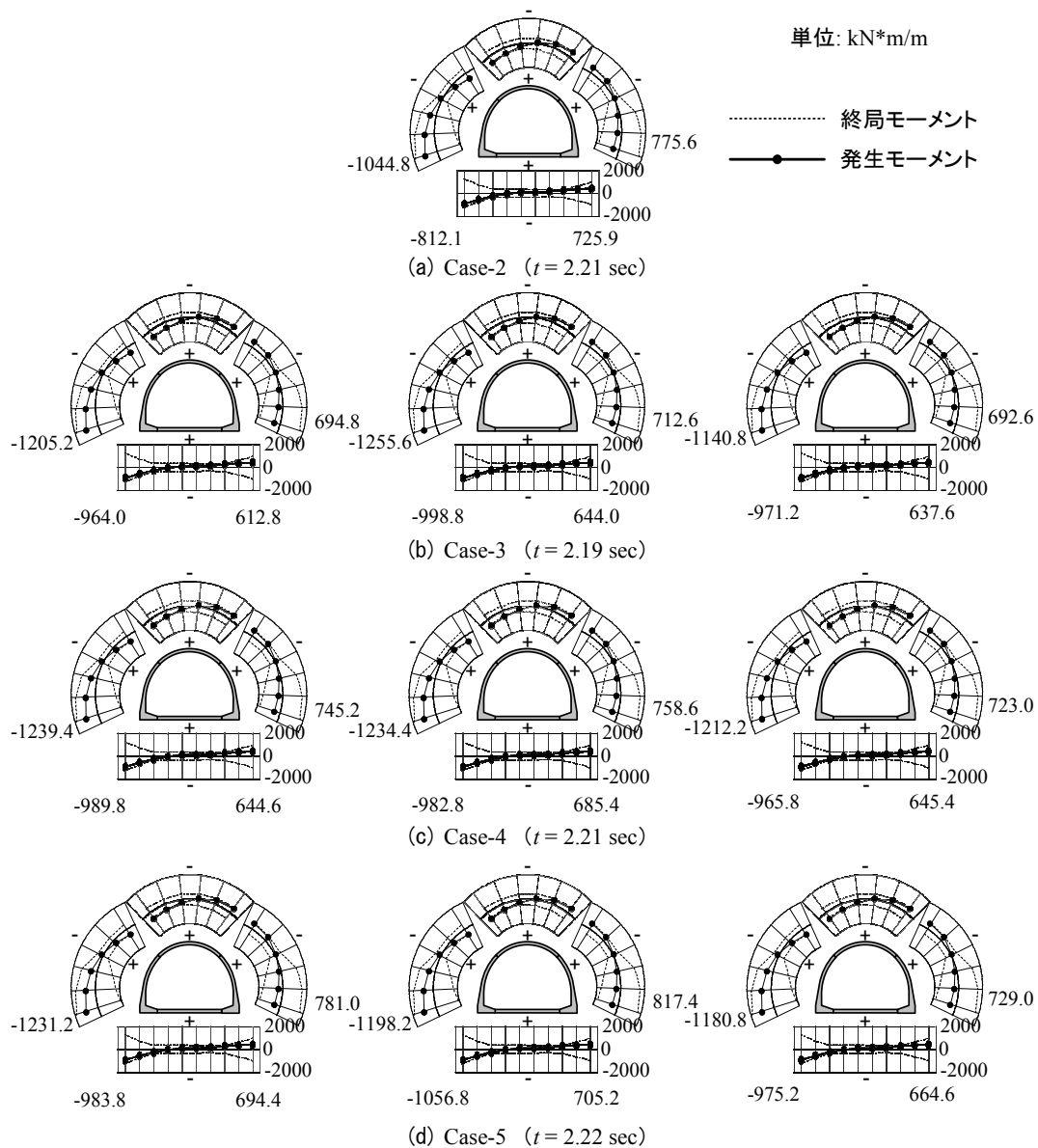


図 5-11 最大曲げモーメント発生時の断面力分布



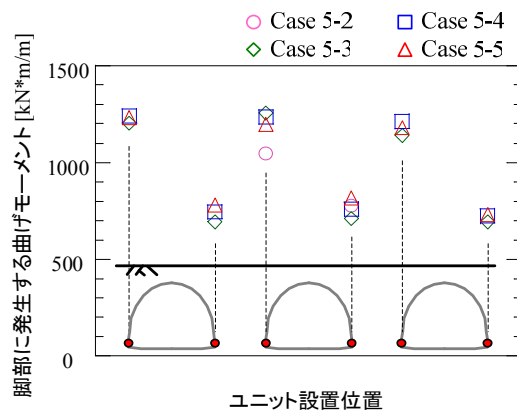


図 5-12 最大曲げモーメント発生時における脚部の曲げモーメント比較

図 5-13 にシングルアーチカルバートの左側脚部，および間隔 10 m, 5 m, 2.5 m の 3 ユニットアーチカルバートの中央ユニットの左側脚部における断面の中央部分において，コンクリートファイバー要素に最大ひずみが生じる時における，応力とひずみ分布を示す．多ユニット化により，ひずみおよび応力は増加する．さらに，ユニット間隔が狭くなるほど，その値は大きくなる傾向が見られるが，その差異は顕著でない．

図 5-14 と図 5-15 に，左側脚部断面の左右端部におけるコンクリートおよび鉄筋ファイバー要素の応力～ひずみ関係を示す．図より，多ユニット化にかかわらず，全てのケースにおいて，コンクリートと鉄筋はほぼ同じ挙動を示し，時刻差がほとんど生じない．ただし，多ユニット化により，鉄筋のひずみレベルが若干大きくなり，さらに，ユニット間隔が狭いほど大きくなる傾向が見られるが，その差異はわずかである．

図 5-16 には同ケースで，左側肩部における断面の中央部分で，コンクリートファイバー要素に最大ひずみが生じる時における応力とひずみ分布を示し，図 5-17, 18 には，左側肩部断面の左右端部における，コンクリートと鉄筋のファイバー要素の応力～ひずみ関係を示す．脚部と同様に，多ユニット化により，ひずみおよび応力が増加する結果が見られるが，ユニット間隔による差異は顕著でない．さらに，多ユニット化によりひずみおよび応力挙動の時刻差は生じなく，鉄筋のひずみのみわずかに増加する．

以上から，多ユニット化によって，構造物の変形が若干大きくなり，その影響で鉄筋のひずみおよび応力レベルが若干大きくなることが分かる．これは，アーチカルバート部分は，盛土部分に比べて，見かけ単位体積重量が小さく，慣性力が小さいため，構造物が動きやすくなったからだと考えられる．しかしながら，ユニット間隔の差異による影響は顕著でない．

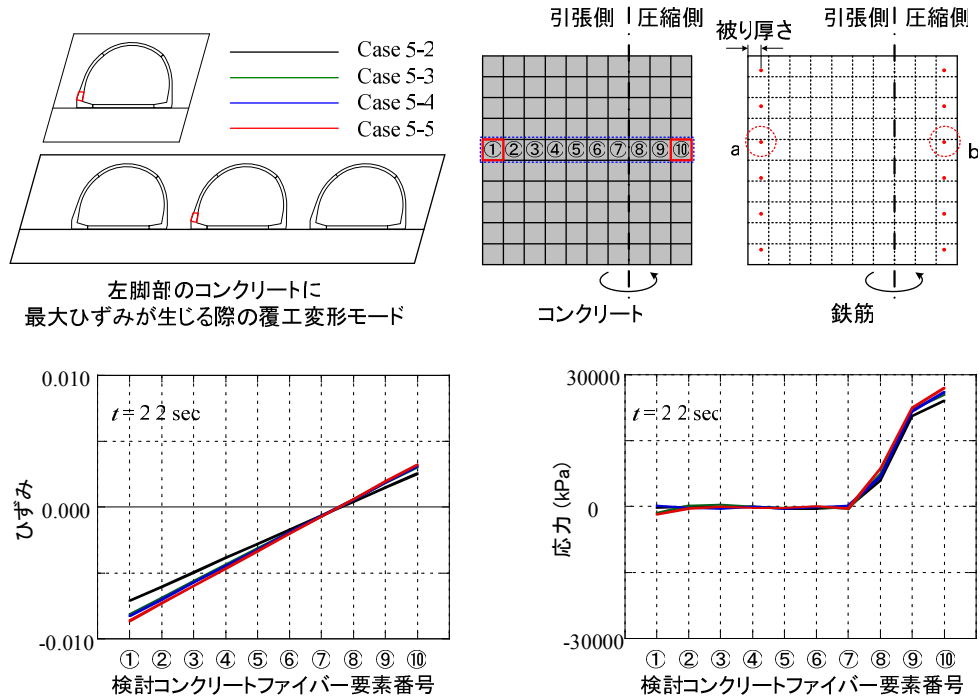


図 5-13 左側脚部の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

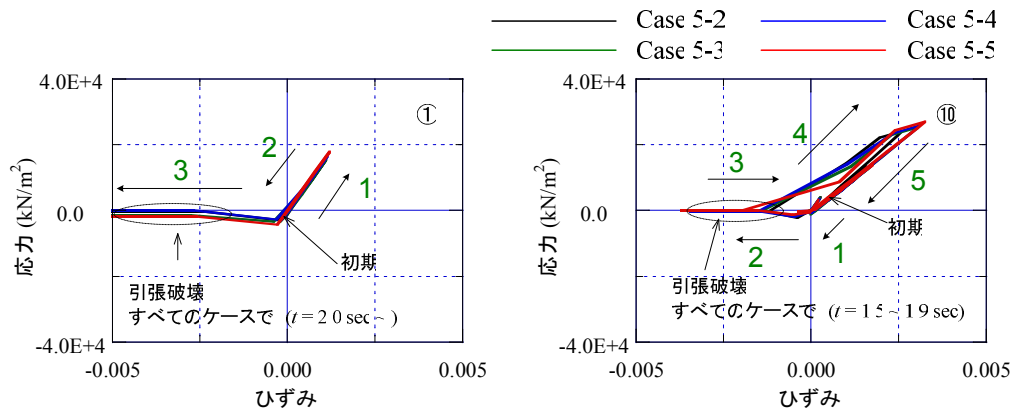


図 5-14 左側脚部断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

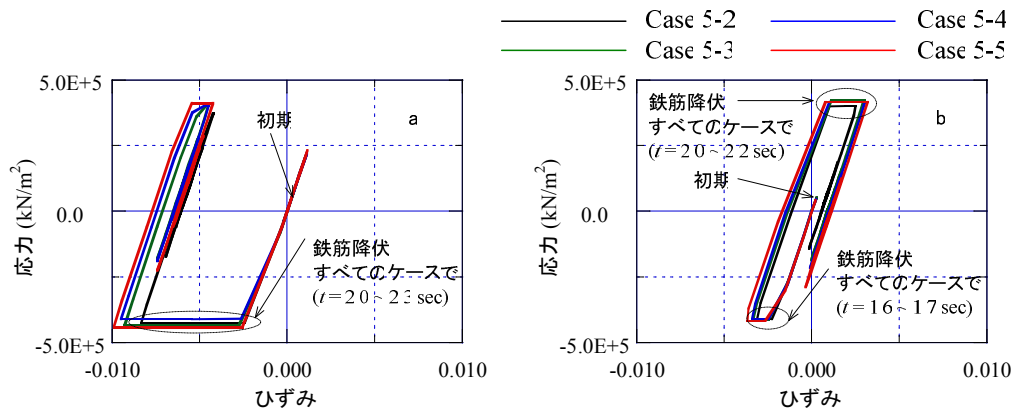


図 5-15 左側脚部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係

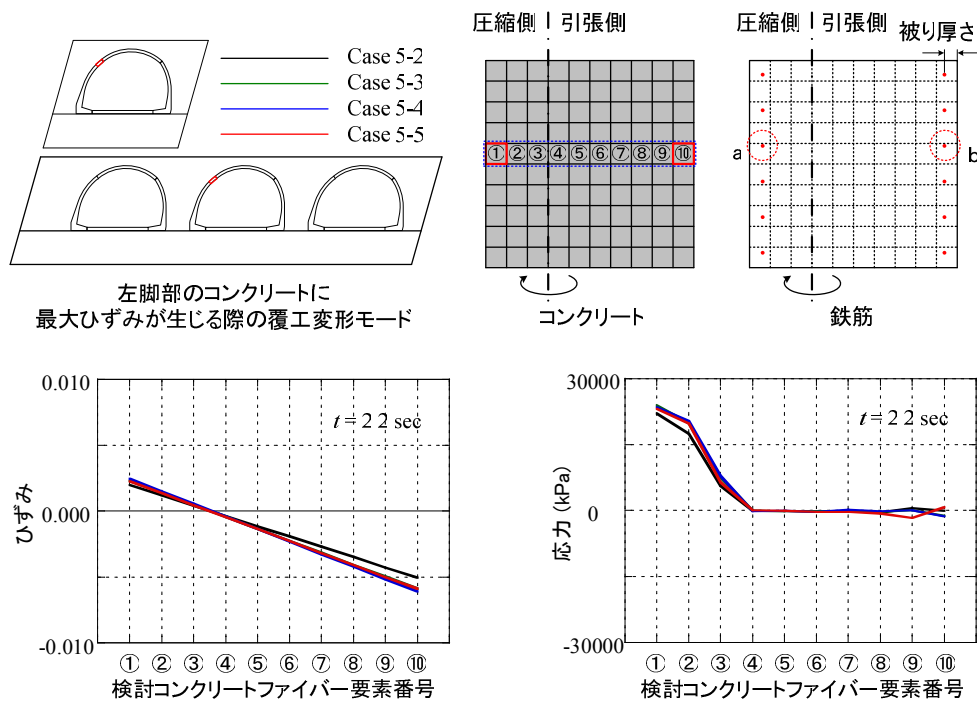


図 5-16 左側肩部の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

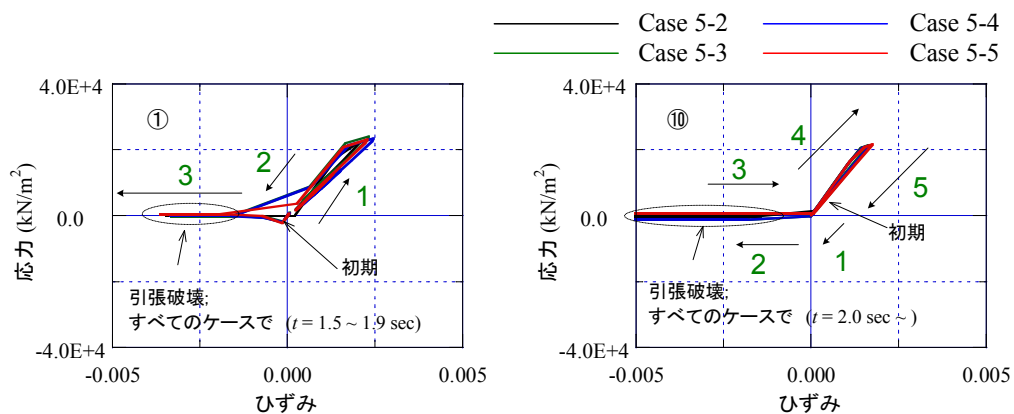


図 5-17 左側肩部断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

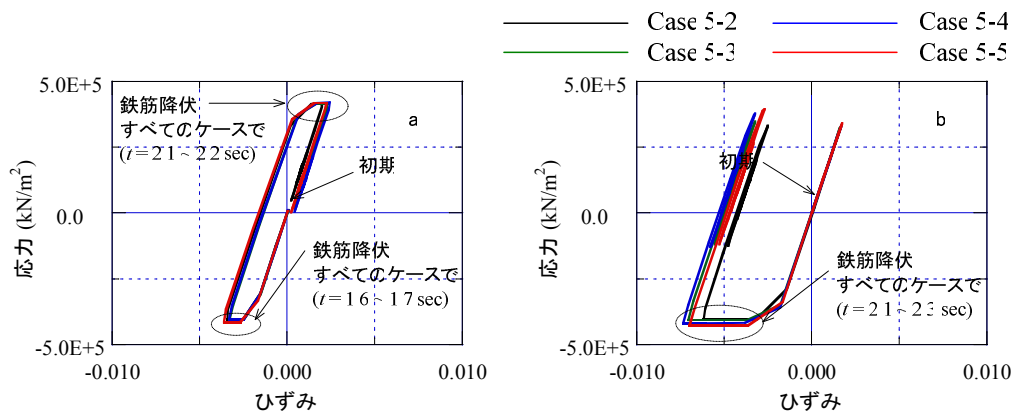


図 5-18 左側肩部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係

### (3) 地盤の挙動

図 5-19 に最大曲げモーメントが発生する脚部に隣接する地盤に最大平均主応力が発生する時刻での地盤内平均主応力の分布を示す。計 5 つのケースいずれも最大平均主応力の発生時刻は  $t = 2.20 \sim 2.23$  sec であり、この時刻では地盤といずれのカルバート構造物が右方向に転倒するようなモードで変形し、それに伴って地盤応力分布も変化していることが分かる。また、最大断面力の発生時刻とずれがない現象が見られ、地盤応力によって断面力が従うと考えられる。

図 5-20 に、左右側に転倒した状態と最終状態の 3 段階に対して、変形モードによる覆工底部に発生する鉛直応力の分布を示す。左側に転倒する時は右側の脚部に、右側に転倒する時は左側の脚部に最大地盤応力が発生する。最大地盤応力は、全ケースで右側に転倒したモード図 5-20 (b) で生じ、この場合多ユニットのケースではシングルのケースより、脚部底部で大きい地盤応力が発生することが分かる。さらに図 5-20 (b) に注目すると、ユニット間隔が狭くなるとアーチカルバート転倒側のユニットが分担する鉛直土圧が小さくなる。さらに、地震後における残留応力では、4 ケースにおいて覆工底部の地盤応力はほぼ同じである。しかしながら、ユニット間の地盤では間隔が狭くなるほど、地盤応力が小さくなる傾向が見られる。これから、ユニット間隔を 2.5 m まで狭くしても応力増加現象は見られなく、安全であると考えられる。

多ユニット化によるユニット間における地盤要素の応力 - ひずみ関係を検討するため、図 5-21 にユニット間における地盤要素のせん断ひずみ - 体積ひずみとせん断ひずみ - せん断力関係を示す。図から、5 ケースの全てはほぼ同じせん断ひずみ - せん断力関係を示すことが分かる。しかしながら、せん断ひずみ - 体積ひずみ関係では、ユニット間隔が狭くなるほど残留体積ひずみが小さくなる結果が見られる。これは、地盤の体積変化が両辺の覆工の影響により拘束され、設置間隔が狭くなるほどその効果が大きくなるからだと考えられる。

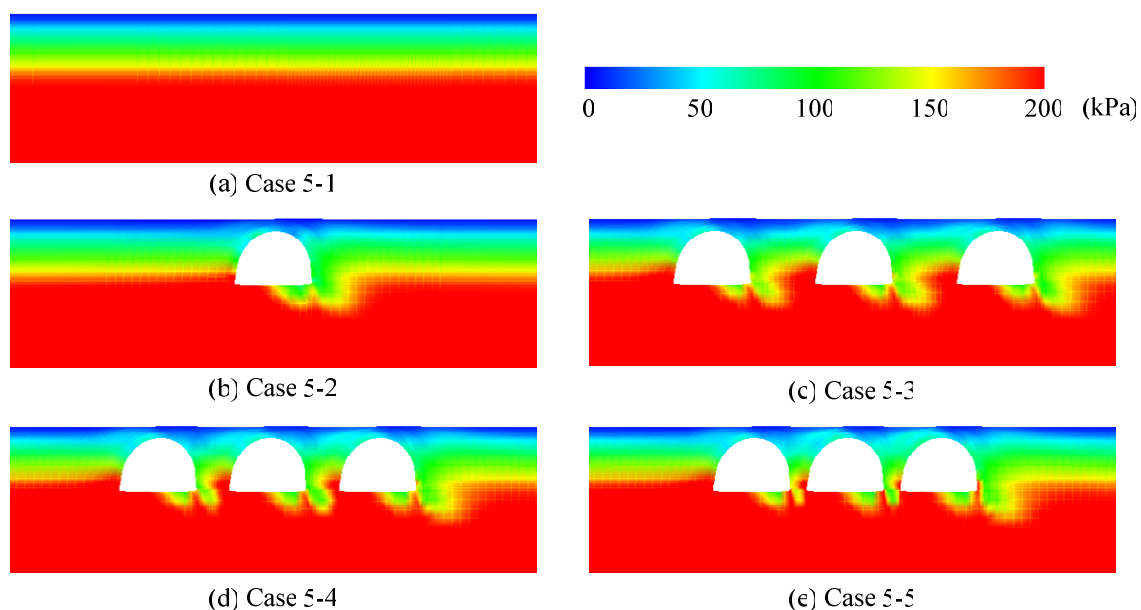


図 5-19 脚部に隣接する地盤に最大応力が発生する時の地盤内の平均主応力分布図

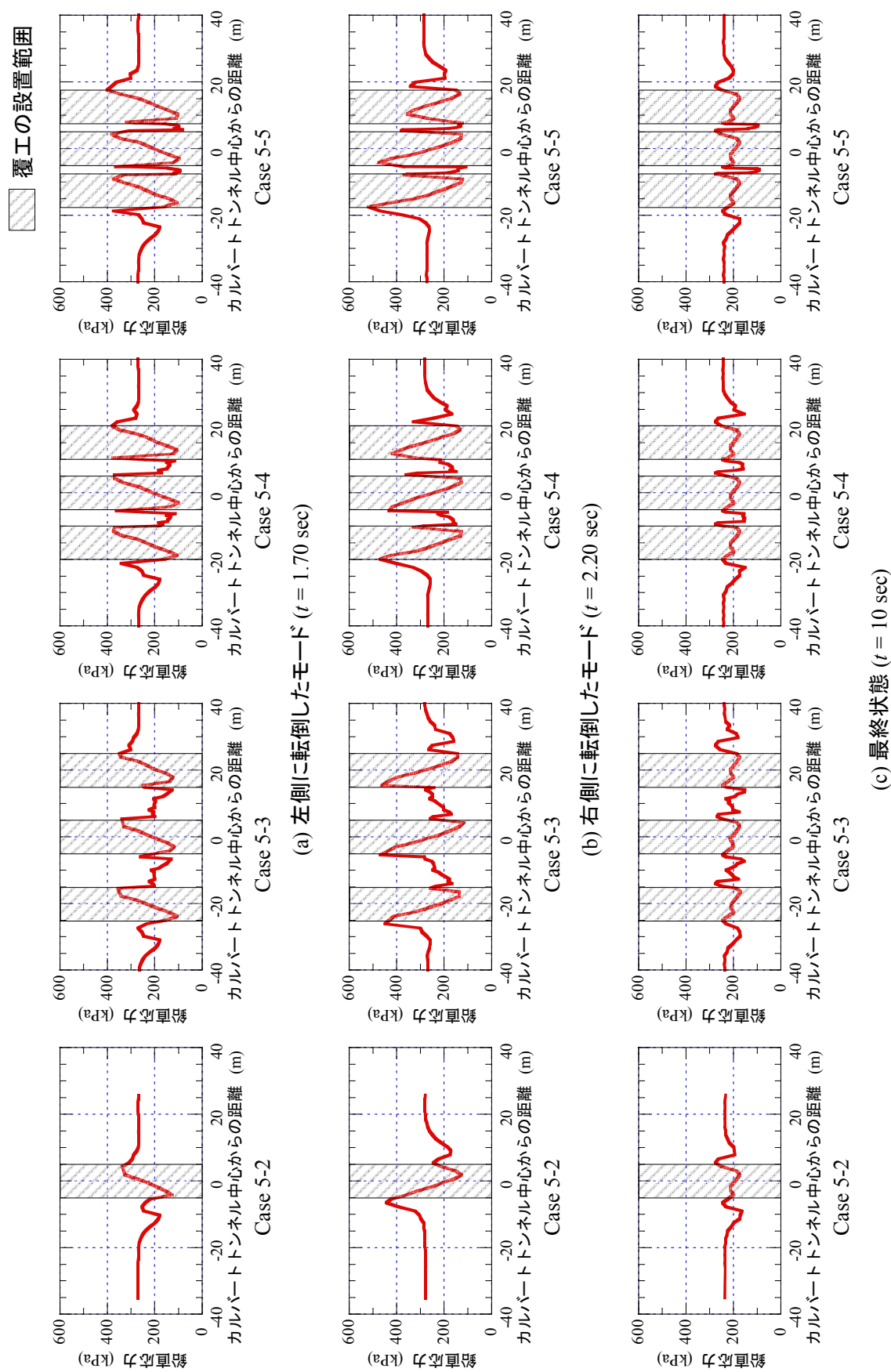


図 5.20 変形モードによる覆工底部に発生する鉛直応力分布

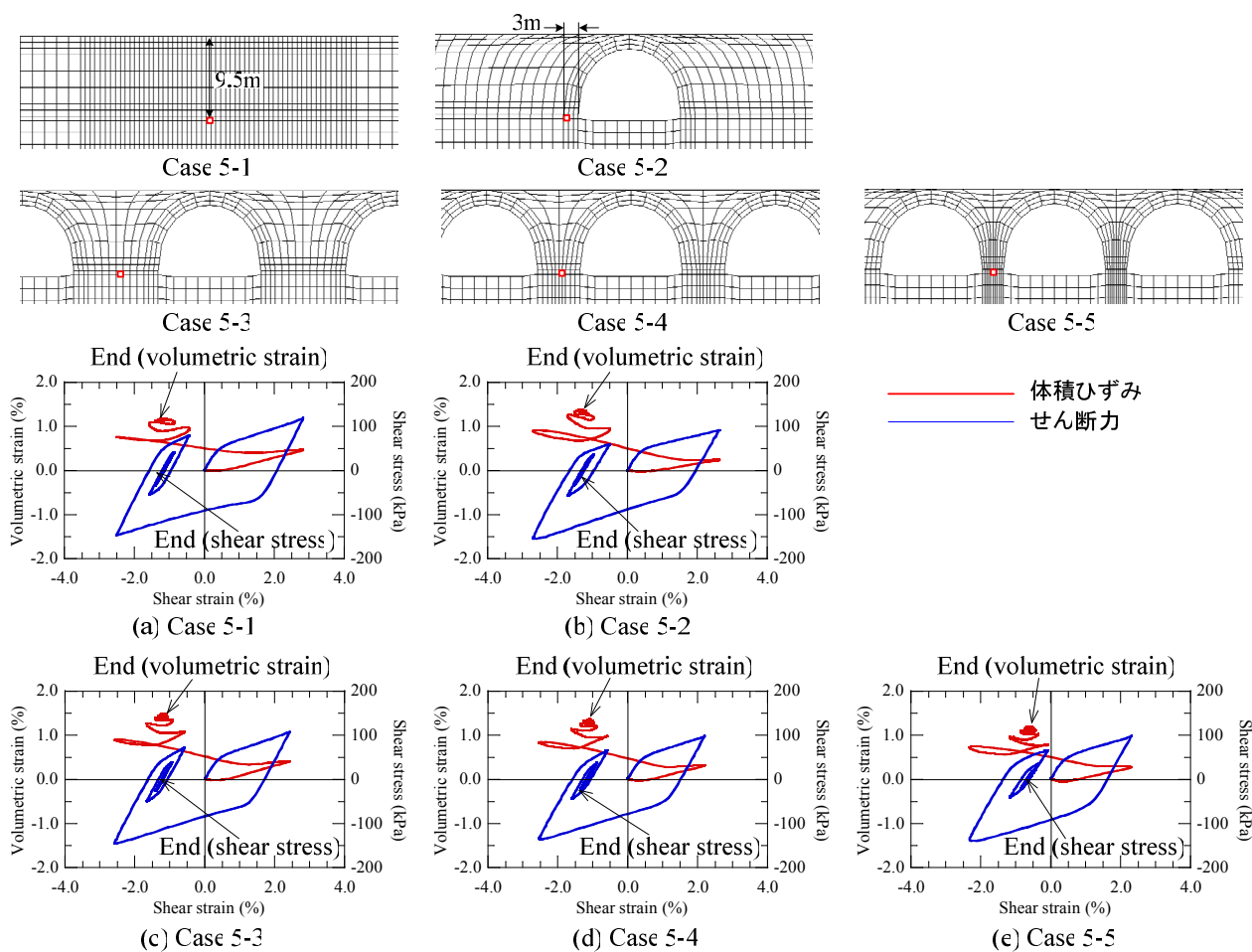


図 5-21 ユニット間地盤におけるせん断ひずみ - 体積ひずみとせん断ひずみ - せん断力関係

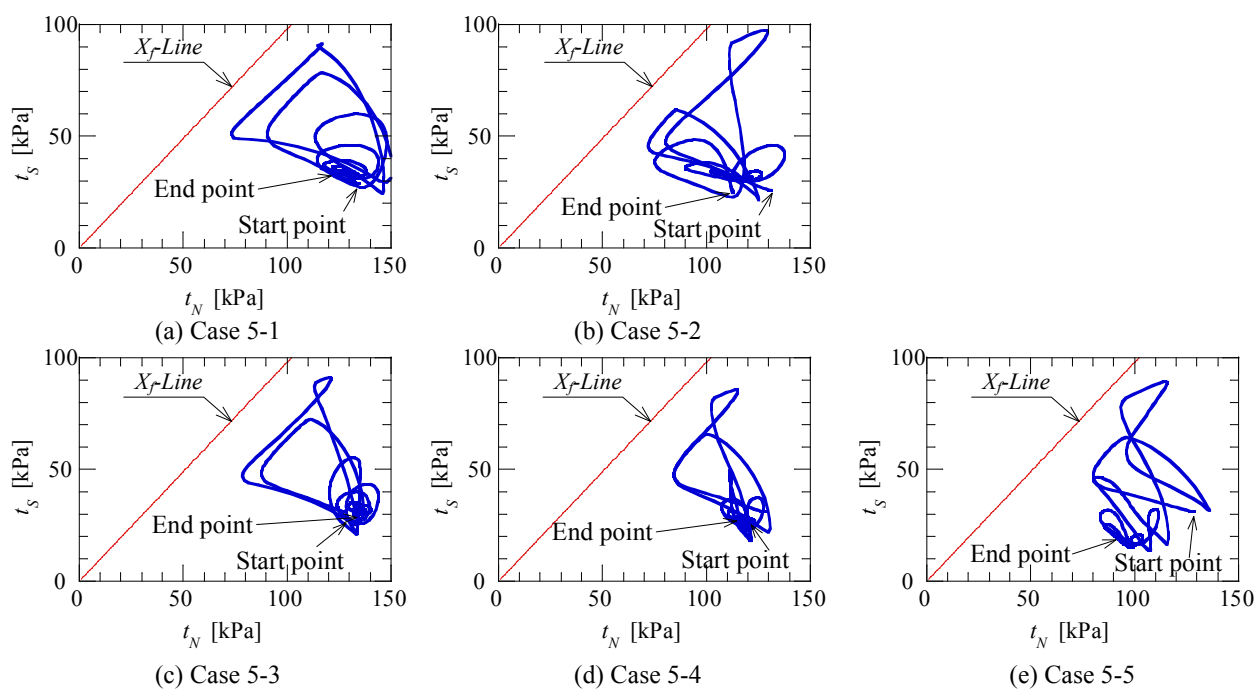


図 5-22 ユニット間地盤の応力経路



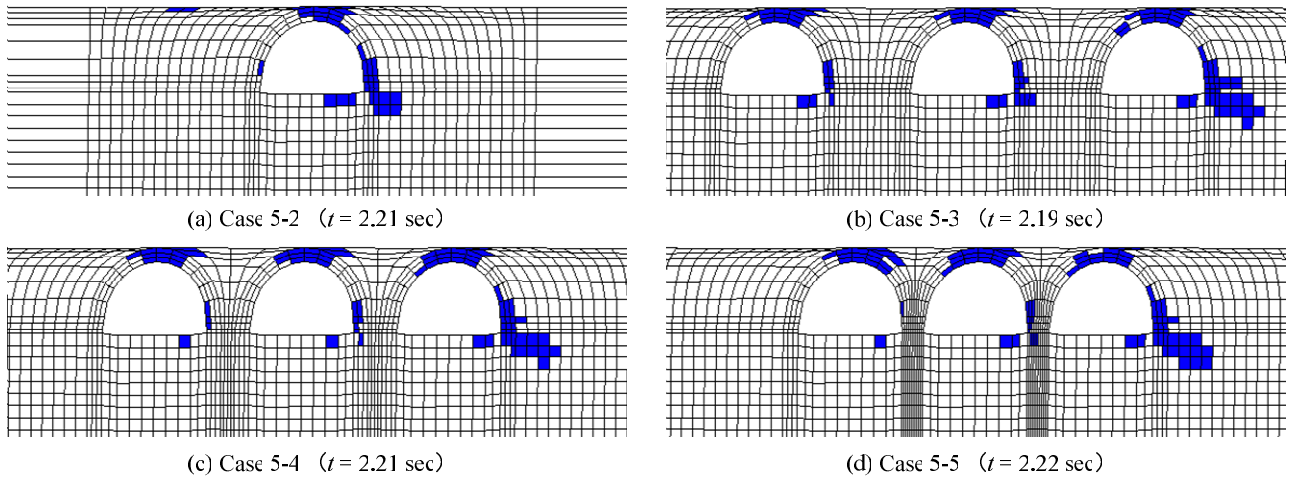


図 5-23 多ユニット化による体積膨張発生分布の変化

本研究では  $t_{ij}$ -sand model の概念に基づいて  $X_f$ -Line より地盤破壊の有無を判定する。図 5-22 にユニット間地盤での応力経路に加えて  $t_{ij}$ -sand model の破壊線を示す。破壊線 ( $X_f$ -Line) は三軸圧縮実験の破壊時における主応力比を用いて表される。さらに、 $t_N$ 、 $t_S$  の応力パラメータを用いて表した応力経路により、ユニット間地盤要素の応力状態の変化について考察を加える。解析結果より、構造物剛性の影響でユニット間に発生する地盤応力は盛土のみで同位置のそれより小さくなり、残留せん断ひずみも小さい。しかしながら、ユニット間隔が 2.5 m のように間隔が非常になるとユニット間地盤要素の主応力に対するせん断力が卓越し、他のケースに比べてより破壊線に近いが、破壊には至らないことが分かる。

図 5-23 には、覆工の最大変形時の体積膨張領域の分布状況を示す。4 つのケースはほぼ同じ時刻で最大変形が発生し、多ユニット化したケースもシングルと同様に、右側ユニットの右脚部に隣接する地盤で体積膨張が発生したが、多ユニット化によってその体積膨張領域はわずかながら増加する傾向が見られる。さらに、Case 5-3, 4, 5 の多ユニットのケースでは、ほぼ同じ体積膨張が生じる。ユニット間隔が狭くなるとユニット間における地盤要素では、覆工剛性の影響により、ユニット間地盤が拘束され、体積膨張領域が減少したと考えられる。

### 5.3 3 連式アーチカルバートを含む盛土の耐震安定性

本項では、アーチカルバートを 3 連構造に変化させた盛土式構造である「3 連式アーチカルバートを含む盛土」の耐震性能について検討する。従来、この構造物は交通量増加によってシングルアーチカルバートの代わりに用いられたが、近年には 3 連式アーチカルバートを何個か並べて高架橋の代わりにも使用されている。本項では、3 連式の 1 ユニットのみを検討対象とし、シングルのアーチカルバートと耐震性能を比較検討する。

### 5.3.1 解析条件

本節では、3連式アーチカルバート盛土の基本ユニットである3連式アーチカルバート盛土構造の耐震安定性を検討する。3連式アーチカルバートは図5-24に示すように、側壁を中央壁に変えることによって組み立てられる。3連式アーチカルバートはフーチングタイプとインバートタイプの2つの種類があり、ここではインバートタイプを検討対象とする。

図5-25と図5-26に対象とした3連式アーチカルバート覆工の諸元を示す。地盤条件は、前項と同様に基礎地盤はN値=15、盛土はN値=10と仮定する。本研究で用いたアーチカルバートはプレキャスト製品である。覆工の材料定数は、モジュラーチ技術マニュアルを参考にして決定し、そのパラメータを表5-2に示す。また、覆工の形状によって決定されるので、以下に示した覆工の材料定数の値は単位奥行きあたりの値に換算したものである。ここでは3連式アーチカルバートの覆工が10種類の材料によって構成されると設定し、図5-26と表5-2に各材料の情報を示す。同図において点線で囲まれた領域はそれぞれ同じ材料によって構成されている。

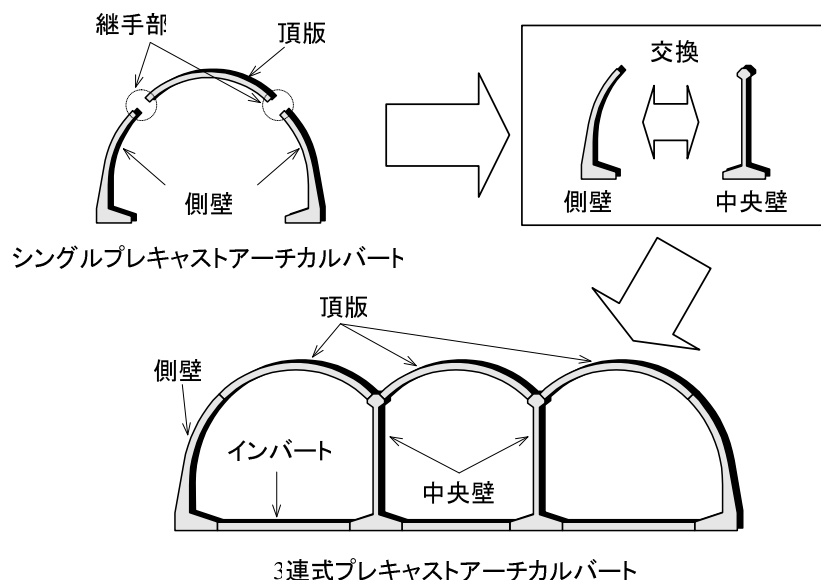


図5-24 3連式アーチカルバートの組み立て

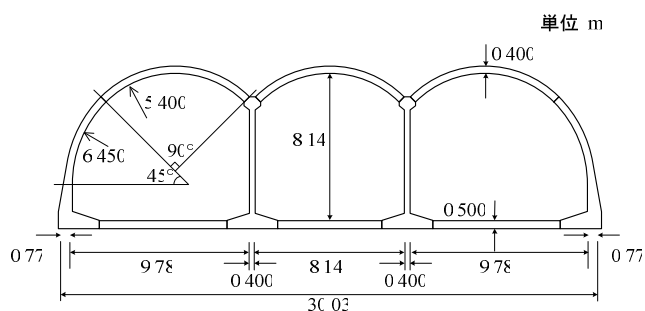


図5-25 解析対象とする覆工の形状

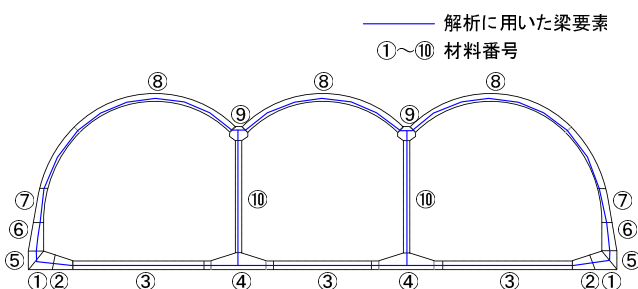


図5-26 覆工の材料番号



表5-2 解析に用いた覆工材料定数

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
主鉄筋の直径 (mm)	0.0134	0.0134	0.0159	0.0113	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134	0.0134
鉄筋本数	38	38	24	40	62	62	62	38	38	38
矩形断面の厚さ (mm)	0.825	0.575	0.450	0.650	0.771	0.705	0.567	0.400	0.700	0.400

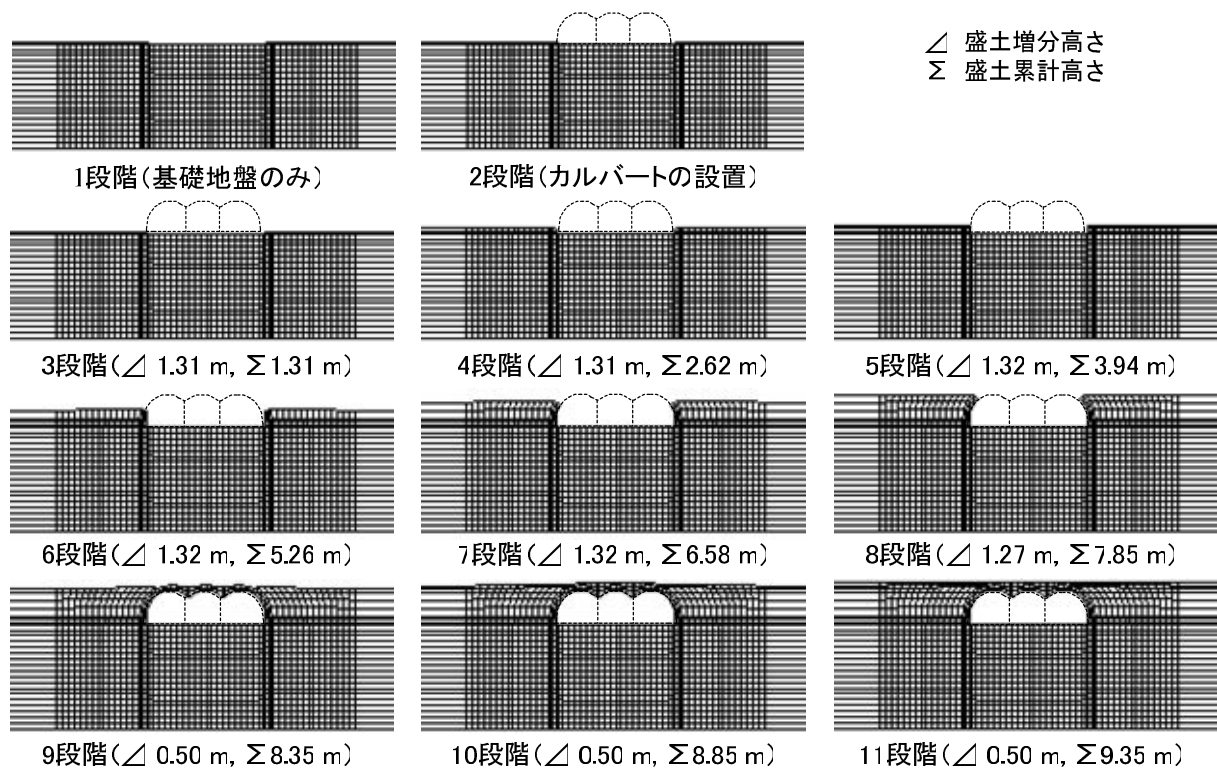


図 5-27 施工過程を考慮した解析における各段階 (計 11 段階)

### 5.3.2 初期応力状態の設定

3 連式アーチカルバート周辺地盤の実際の初期圧力状態を表現するため、図 5-20 に示すようにプレキャスト部材のカルバートを設置し、盛土を積み上げる施工過程を計 11 段階に分けてモデル化した。図 5-28 に、施工過程を考慮して行った自重解析による 3 連式アーチカルバート周辺地盤の平均主応力の分布を示す。覆工の荷重が側壁と中央壁によって構造物基礎に伝達し、側壁と中央壁の下部で応力が集中し、特に、両脚部の底部における地盤で大きい応力が発生する。

図 5-29 に施工終了時における 3 連式アーチカルバート覆工の断面力を示す。最大曲げモーメントとせん断力は側壁下部に発生し、シングルアーチカルバートとほぼ同じ挙動が見られる。中央壁では小さい曲げモーメントが生じることに反して、最大軸力が生じて動的挙動時では軸力依存性により曲げモーメントに大きい影響を与えられ。

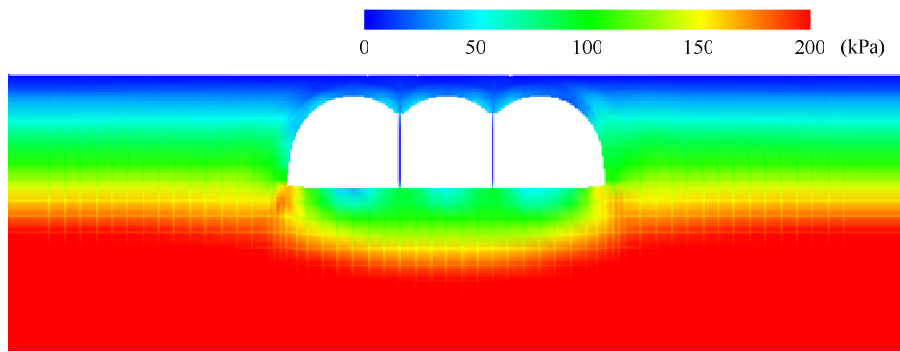


図 5-28 施工完了時の地盤の平均主応力分布

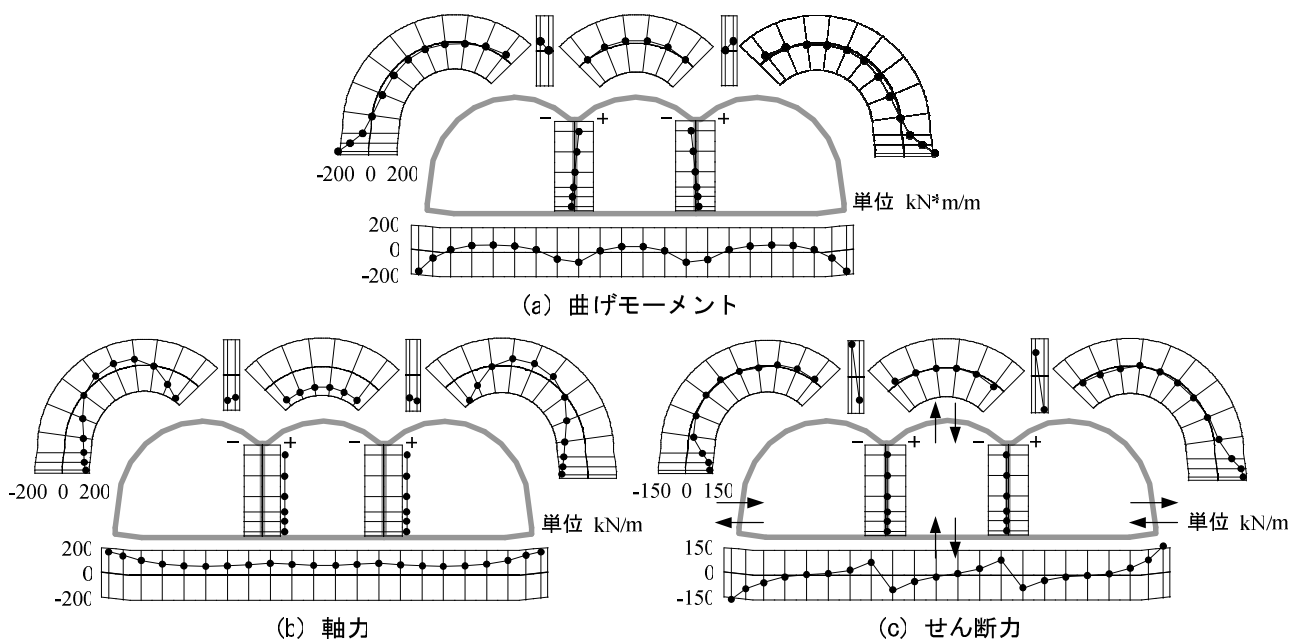


図 5-29 施工完了時の覆工の断面力分布

### 5.3.3 動的挙動の検討

本項では、新しい構造物である 3 連式アーチカルバート盛土に対する横方向の耐震安定性を評価し、振動特性を考察する。図 5-30 に、3 連式アーチカルバート覆工周辺の応答加速度の時刻歴を示し、第 4 章で取り扱ったシングルアーチカルバートと比較検討した。脚部ではほぼ同じ応答加速度が生じるが、頂版と肩部では最大加速度がおよそ 150 gal の差があり、シングルアーチカルバートの振動特性の差が見られる。この結果は、周辺地盤への逸散減衰と覆工の剛性および形状差による応答値の差であり、多連化によって振動特性の変化が生じた。また、3 連式アーチカルバートの頂版と肩部ではシングルアーチカルバートより大きい応答加速度のずれが生じる。この原因として、多連化により剛性が高くなったからだと考えられる。

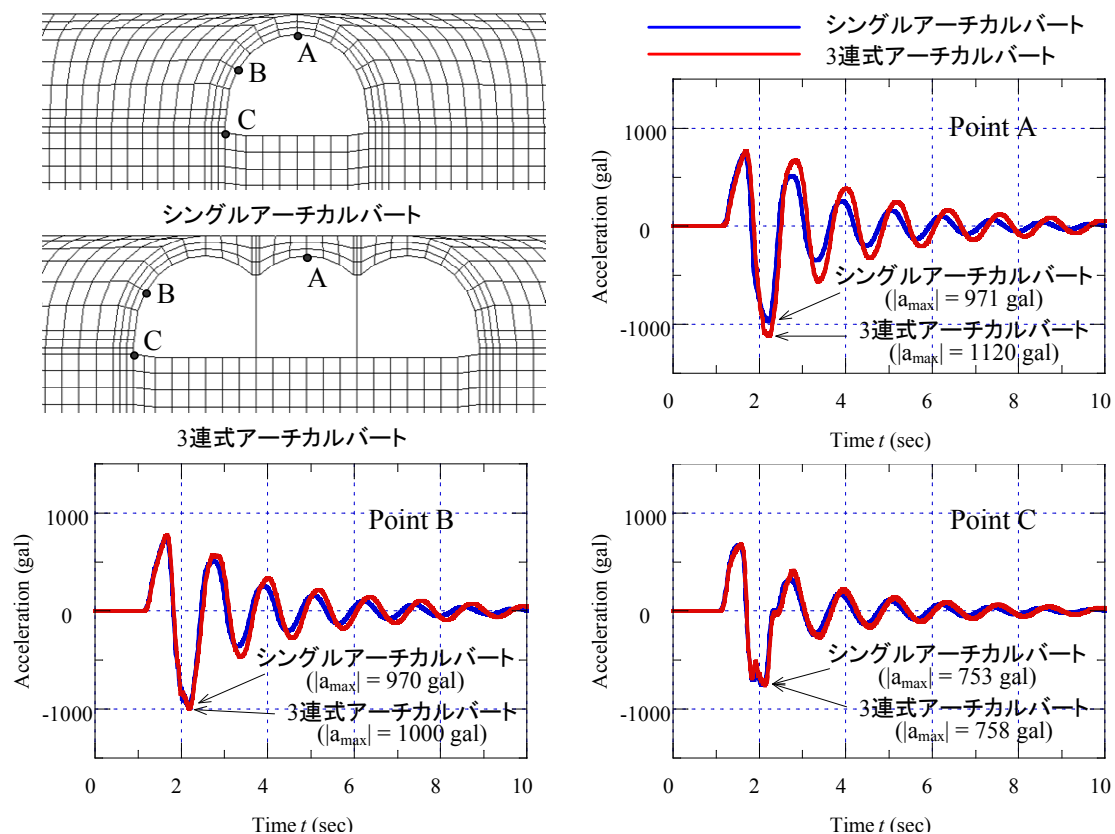


図 5-30 覆工周辺地盤の応答加速度の時刻歴

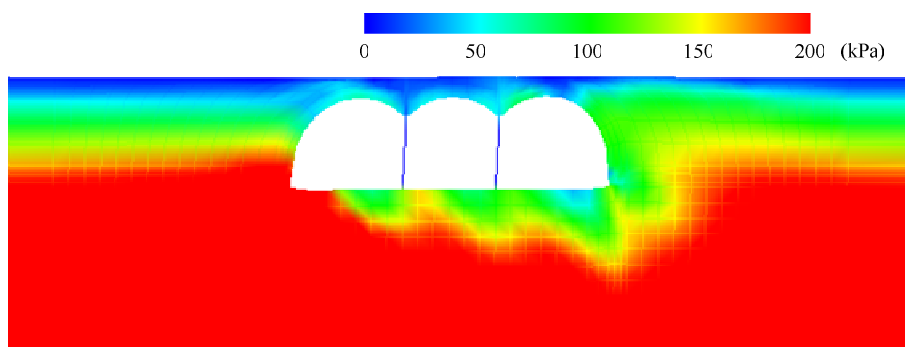


図 5-31 最大覆工変形時の平均主応力分布 ( $t = 2.22$  sec)

図 5-31 に 3 連式アーチカルバート覆工の最大変形時の構造物周辺地盤の平均主応力分布を示す。  $t = 2.21$  sec に最大変形が発生したシングルのケースとほぼ同様に  $t = 2.22$  sec に最大変形が発生した結果が見られるが、これは多連化により現れた時刻差である。この時刻では地盤といずれのカルバート構造物も右方向に転倒するようなモードで変形し、それに伴って地盤応力分布も変化していることが分かる。

図 5-32 にシングルアーチカルバートと 3 連式アーチカルバートの周辺地盤における平均主応力の時刻歴を示す。シングルアーチカルバートの頂版の上部に発生する応力は 3 連式アーチカルバートより大きく、さらに、残留応力も大きく発生する。しかしながら、覆工の横側における肩部と脚部で隣接す

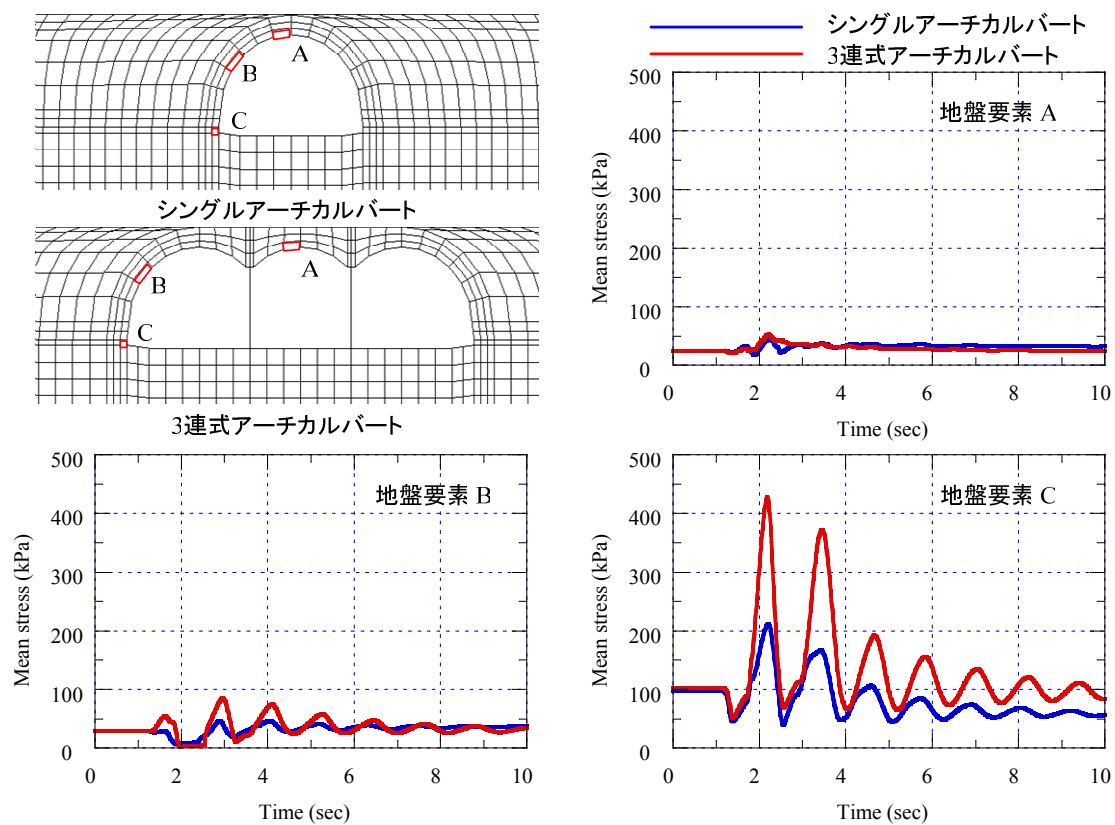


図 5-32 覆工周辺地盤における平均主応力の時刻歴

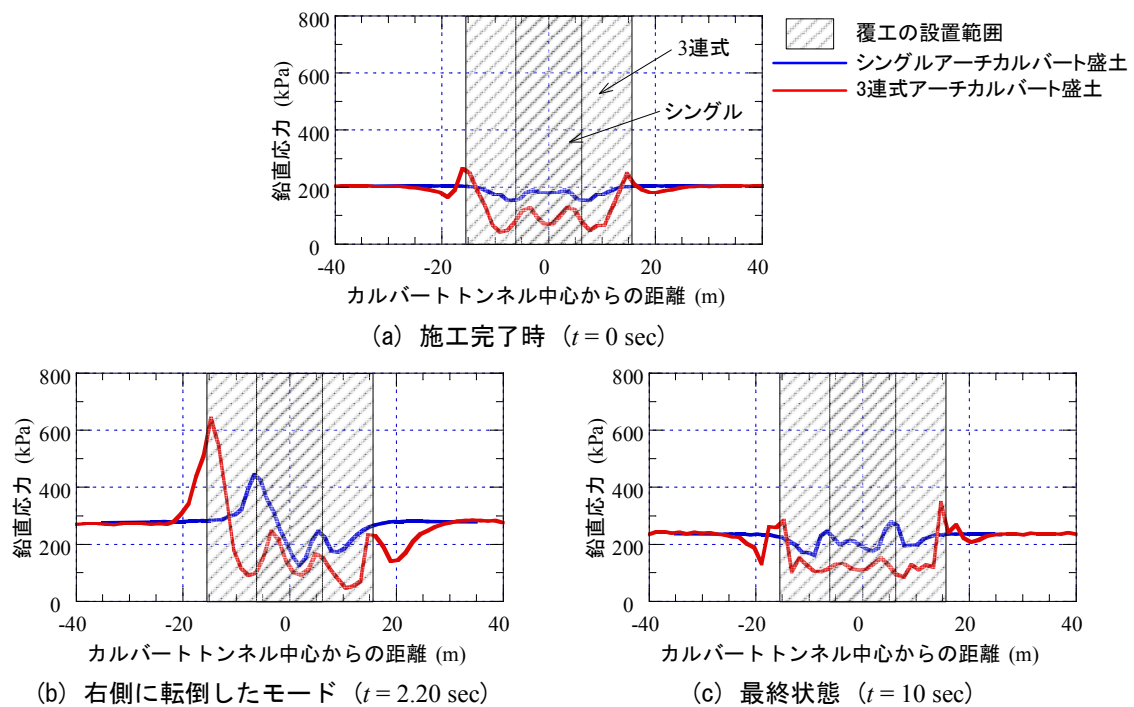
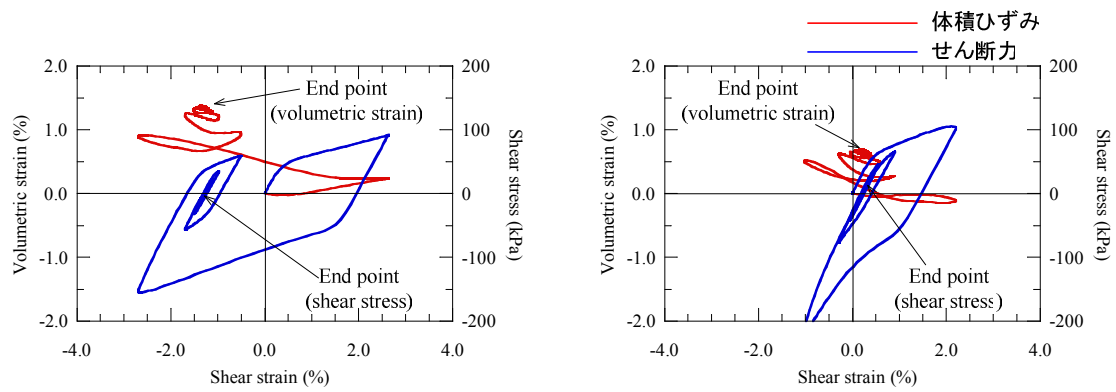


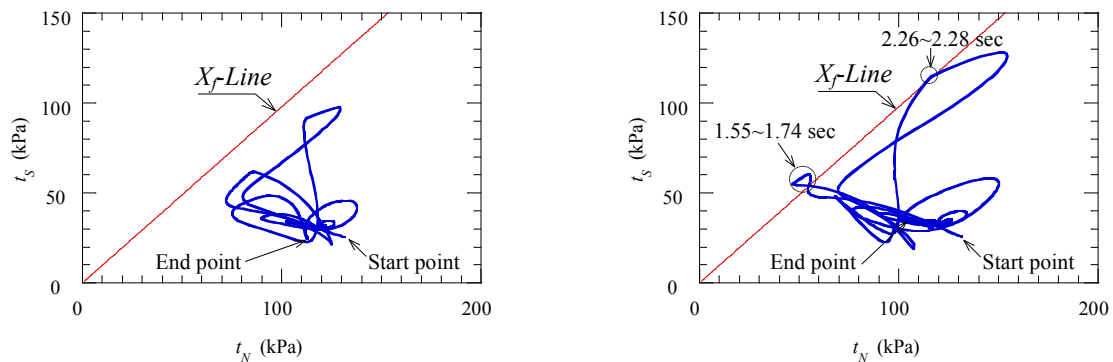
図 5-33 地震波による覆工底部の地盤応力の分布



(a) シングルアーチカルバート

(b) 3 連式アーチカルバート

図 5-34 左側脚部に隣接する地盤要素の体積ひずみ-せん断ひずみとせん断力-せん断ひずみ関係



(a) シングルアーチカルバート

(b) 3 連式アーチカルバート

図 5-35 左側脚部に隣接する地盤要素における応力経路

る地盤では 3 連式アーチカルバートがシングルアーチカルバートより大きな最大応力が発生する。この原因としては、シングルアーチカルバートの覆工は地盤とほぼ一緒に挙動するが、3 連式のケースは覆工の剛性が高くて地盤の挙動とずれが発生するためと考えられる。また、3 連式化することによって覆工周辺地盤ではいずれも残留応力はほぼ同じであることが確認された。

図 5-33 に施工完了時、最大変形発生時、最終状態の各段階における覆工底部で発生する地盤鉛直応力分布を示す。初期状態では、3 連式アーチカルバートではシングルアーチカルバートより脚部に応力が集中し、内部は逆にシングルより小さい地盤応力が発生することが確認される。地震波によって覆工に最大変形を生じる時では、動土圧を受ける側の脚部近所で大きい地盤応力が発生する。この原因としては、多連化によってシングルより変形しにくいからと考えられる。最終状態では、発生した地盤応力がほぼ収まり、残留応力の差は見られない。

図 5-34 にシングルアーチカルバートと 3 連式アーチカルバートの左側側壁の下部から 3 m 離れた地盤要素における体積ひずみ - せん断ひずみとせん断力 - せん断ひずみ関係を示す。3 連式アーチカルバートはシングルアーチカルバートより覆工の剛性が高く変形し難い構造であるため、せん断ひずみは小さいがせん断力は逆に大きくなる。さらに、シングルアーチカルバートは覆工と地盤と一緒に揺れることにより大きい体積圧縮が発生する。図 5-35 では同地盤要素の応力経路を示す。破壊まで至らないシ

シングルアーチカルバートに反して、3連式アーチカルバートでは1.55～1.74 sec および2.26～2.28 sec の時刻で破壊線に至り、不安定である。その時刻は3連式アーチカルバートが左右に転倒した時点であり、地盤と覆工の動的挙動のずれが生じる時と考察される。

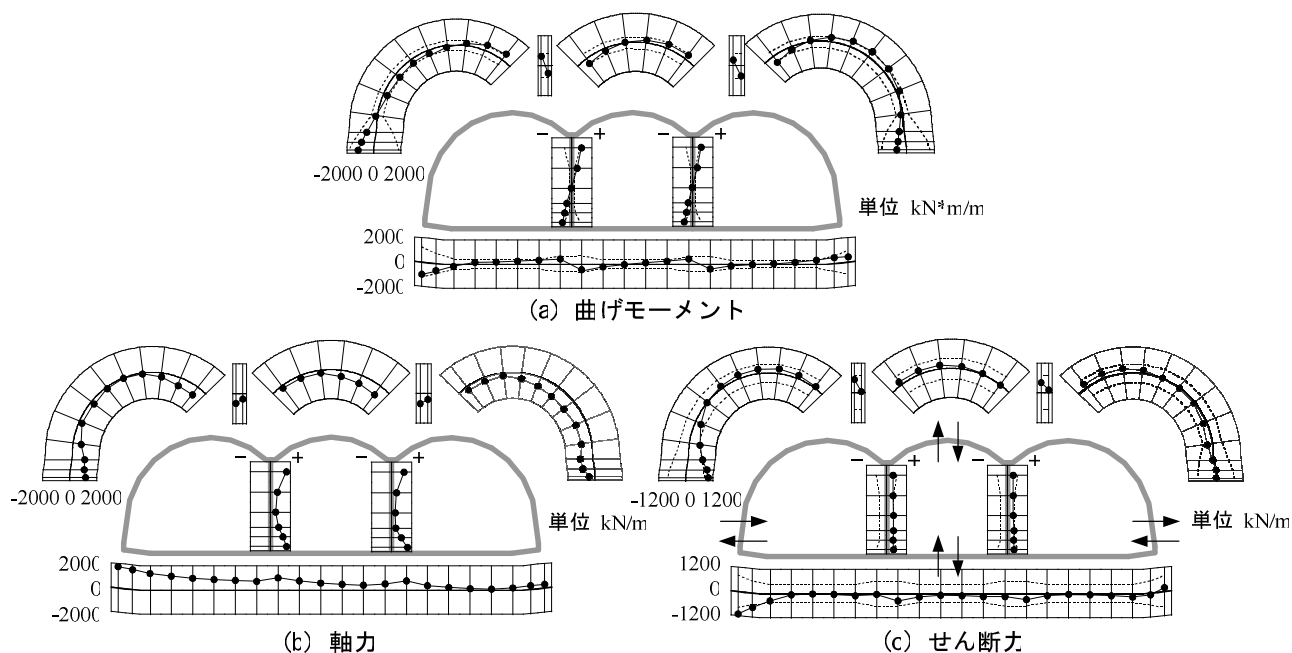


図 5-36 最大モーメント発生時における断面力分布 ( $t = 2.21$  sec)

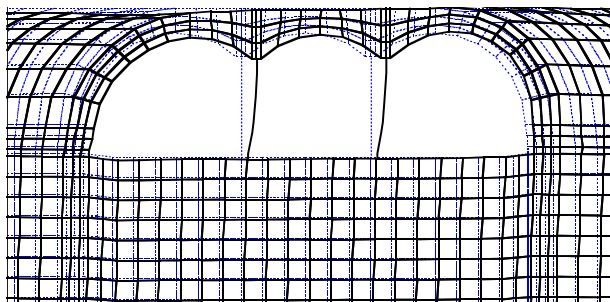


図 5-37 最大モーメント発生時の地盤および覆工の変形 ( $t = 2.21$  sec)

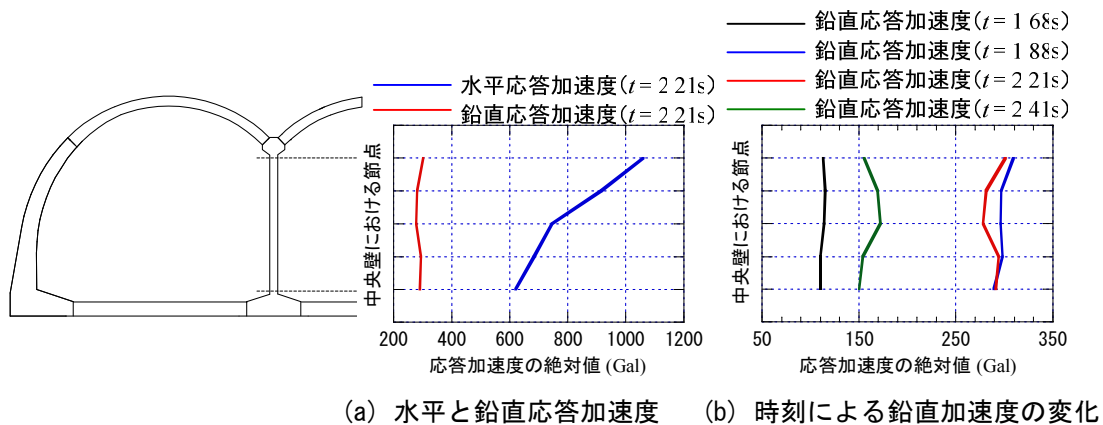


図 5-38 最大モーメント発生時における中央壁の応答加速度の絶対値 ( $t = 2.21$  sec)

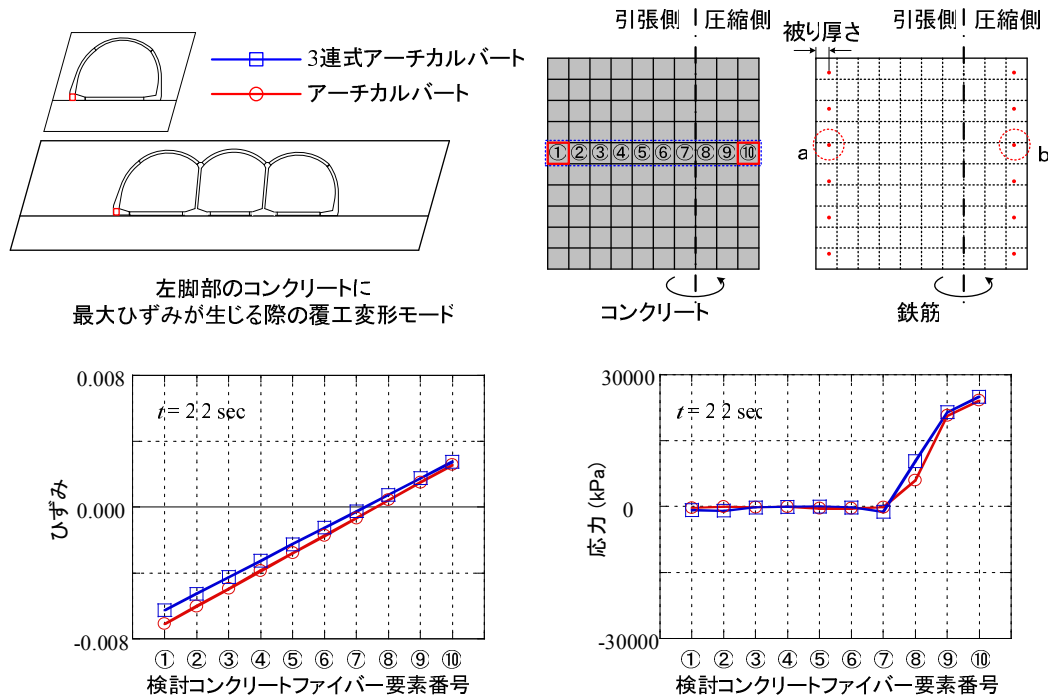


図 5-39 左側脚部の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

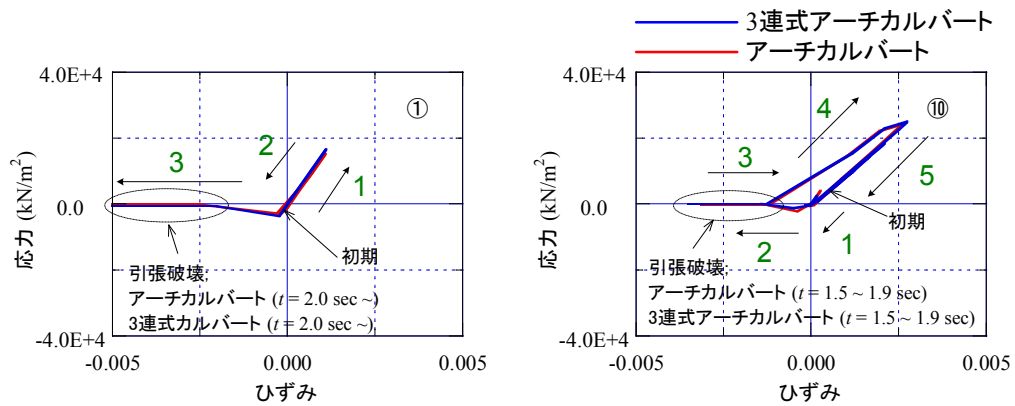


図 5-40 左側脚部断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

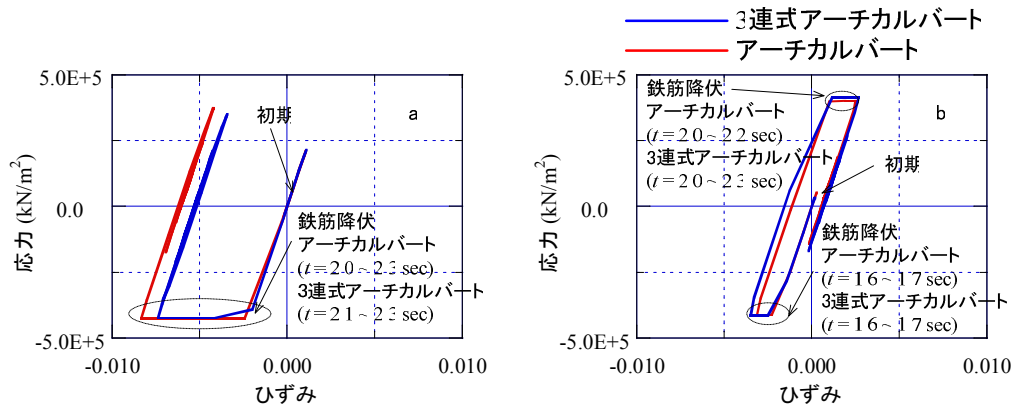


図 5-41 左側脚部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係



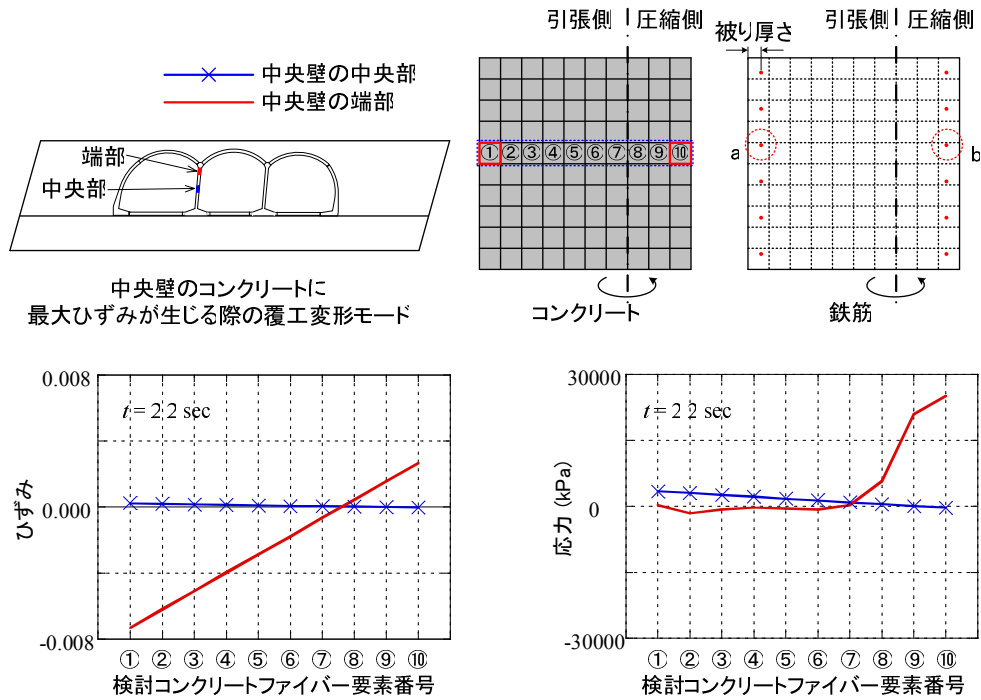


図 5-42 中央壁の断面中央横断コンクリートファイバー要素のひずみと応力

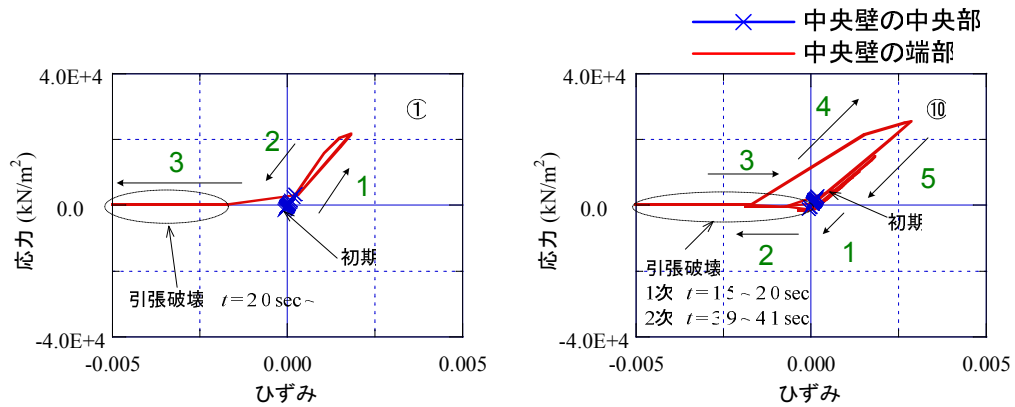


図 5-43 中央壁断面の端部におけるコンクリートファイバー要素の応力-ひずみ関係

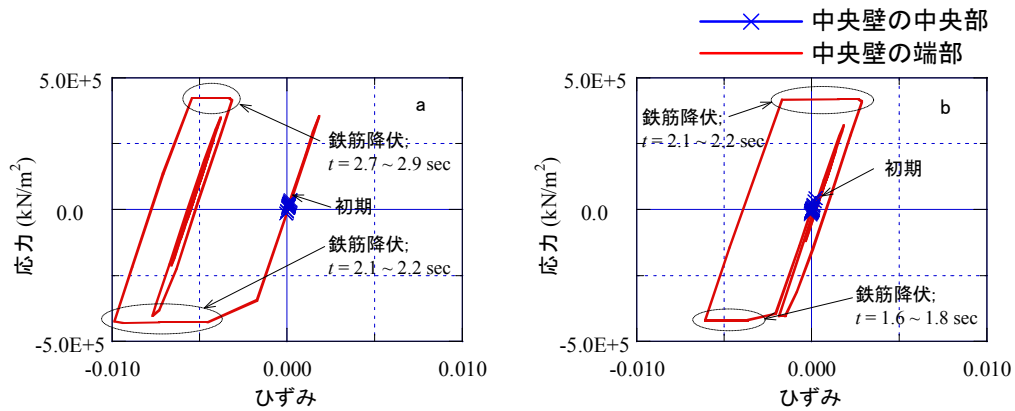


図 5-44 左側脚部断面の端部における鉄筋ファイバー要素の応力-ひずみ関係



図 5-36 に絶対最大曲げモーメント発生時における断面力分布を示す。最大曲げモーメントは  $t=2.21$  sec で左側側壁の下部で発生した。符合の正負の定義および終局モーメントの表示方法は第 4 章と同様である。図 5-37 には図 5-36 と同時刻における地盤および覆工の変形を示し、実際に生じた変位量を 5 倍にして表示した。これらの図より、覆工は右方向に転倒するようなモードで変形し、それに伴って曲げモーメントも変化していることがわかる。曲げモーメントが顕著に増加するのは、脚部、肩部、中央壁の上下端であり、いずれの値も概ね終局値に到達している。また、軸力の変化は左肩部と右脚部において減少し、右肩部と左脚部において増加する傾向にある。中央壁に関しては上下端における軸力増加が顕著である。さらに、曲げモーメントが卓越した部分でせん断力も顕著大きくなった結果が見られ、曲げモーメントとせん断力の相互作用も確認された。

図 5-29 の施工完了時における 3 連式アーチカルバートの中央壁では、一定の軸力を示すことに反して、図 5-36 に示すように地震による動的挙動を行う 3 連式アーチカルバートの中央壁では、軸力変動が発生することが見られた。同図で、覆工に最大曲げモーメントが発生する時に、中央壁の端部で大きい軸力が発生し、さらに、曲げモーメントも大きく発生した。中央壁の軸力の変動は図 5-38 で示す加速度の変動により説明できる。一定の傾向を示す水平加速度に反して、鉛直加速度は時刻により変化が激しく、また、水平加速度より小さい値を示す。最大曲げモーメントが発生した  $t=2.21$  sec で、中央壁の各位置における鉛直加速度は、両端部で中央部より大きく発生し、さらに、軸力が増加することになると考えられる。

図 5-39 にシングルアーチカルバートと 3 連式アーチカルバートの左側脚部断面の中央部分において、コンクリートの最大ひずみ発生時における、応力とひずみの分布を示す。引張側では、シングルアーチカルバートのほうが 3 連式アーチカルバートより大きいひずみを示す現象に対して、圧縮側では 3 連式アーチカルバートのひずみおよび応力が大きい結果が見られる。図 5-40 に、左側脚部断面の左右端部におけるコンクリートファイバー要素の応力～ひずみ関係を示すが、ほぼ同じ挙動を示し、多連化による影響が見られない。図 5-41 に、左側脚部断面の左右端部における鉄筋ファイバー要素の応力～ひずみ関係を示す。図より、両ケースの鉄筋はほぼ同じ応力～ひずみ関係を示すが、多連化により鉄筋のひずみレベルが若干小さくなる結果が見られる。以上から、3 連化により、コンクリートに生じる最大ひずみおよび応力、鉄筋のひずみレベルなどが、減少する。これは、3 連化することによって、構造物は動き難くなったためだと考えられる。

図 5-42 ～ 図 5. 44 に 3 連式アーチカルバートの中央壁において、コンクリートの最大ひずみ発生時、端部と中央部における覆工断面中央部分のひずみと応力分布、およびコンクリートと鉄筋の応力～ひずみ関係を示す。図より、中央部はコンクリートと鉄筋、いずれも安定である。しかしながら、端部は大きいひずみが発生し、鉄筋の降伏が見られる。これから、3 連化する時には中央壁の端部で鉄筋補強などの対策が必要であると考えられる。

## 5.4 まとめ

本章では、多ユニットアーチカルバートおよび3連式アーチカルバートを含む盛土の耐震安定性について検討した。多ユニットアーチカルバート盛土に対しては、ユニット間隔が耐震性に及ぼす影響について考察を行い、3連式アーチカルバート盛土に対しては、シングルアーチカルバートと盛土との比較により、新しい構造の耐震性について検討した。得られた結論と知見を以下に示す。

多ユニット化におけるユニット間隔の影響について

- ① 多ユニット化することで、ユニット間における地盤要素では、周辺覆工の剛性と密度の影響により、土被り荷重より小さい地盤応力が生じ、ユニット間隔が狭くなるほど小さくなる。
- ② ユニット間隔が狭くなるほど、振動エネルギーを吸収する地盤領域が小さくなり、ユニット間地盤の応答加速度が大きくなる。
- ③ ユニット間地盤の水平変位に対して、ユニット間隔 10 m のケースでは、シングルアーチカルバートと同様な水平変位が生じるが、間隔がそれより狭くなると、水平変位が大きくなる。これは、覆工の設置により見かけ単位体積重量が小さくなり、それに伴って慣性力が減少するためだと考えられる。鉛直変位は、間隔が狭くなると、ユニット間の地盤要素は周辺覆工との摩擦力の増加により、その沈下が小さくなる。
- ④ ユニット間隔が狭くなるほど、ユニット間の地盤要素において、主応力に対するせん断力が大きくなる。
- ⑤ カルバートのボルト部とインバート部の相対水平変位は、多ユニット化により大きくなる。さらに、ユニット間隔が狭くなるほど、その値は大きくなる。これに対しても、③と同じく、見かけ単位体積密度の低下が原因であると考えられる。
- ⑥ 多ユニット化により、構造物の変形は若干大きくなり、その影響で鉄筋のひずみおよび応力レベルが増加する。しかしながら、ユニット間隔の差異による影響は顕著でない。

3連式アーチカルバートの耐震安定性について

- ① 3連式アーチカルバートは、脚部と肩部および中央壁端部において、地震時に発生する断面力を負担する構造である。
- ② 施工完了時、両脚部の直下地盤に応力が集中し、大きい応力が生じる。
- ③ レベル2地震動により発生する最大地盤応力は、シングルアーチカルバートと同様に脚部で発生する。さらに、シングルアーチカルバートでは、最初の地盤応力より 125 %増加することに対して、3連式アーチカルバートでは 210 %増加し、構造物の巨大化による影響が現れた。しかしながら、いずれも、最終状態では地盤応力が最初の地盤応力状態に回復する。
- ④ 3連式アーチカルバートの周辺地盤要素では、シングルアーチカルバートより小さいせん断ひずみおよび体積ひずみが発生する。これは、構造物が大きくなり、変位しづらくなったからだと考えられる。
- ⑤ 多連化することによって、コンクリートに生じる最大ひずみおよび応力、鉄筋のひずみレベルなどが若干減少するが、その原因として、③と同じく構造物の巨大化が挙げられる。

## 第6章 結 論

本研究では、まず、適切な解析手法について検討を行い、ボックスカルバートとアーチカルバートの強地震に対する動的安定性について比較検討した。さらに、同じ解析手法を用いて、多連式アーチカルバートを含む盛土の耐震安定性について検討を行った。

第3章ではまず、実現場と同様な初期地盤応力状態を表現するため、カルバートの設置および盛土の積上げ過程を考慮できる自重解析を行った。自重解析により得られた結果を初期応力とし、表3-7に示すような地盤および覆工の構成モデルの組み合わせを用いて、動的解析を行い、より適切な構成モデルについて比較検討を行った。

地盤モデル化は、覆工と地盤の変形に対して、覆工の構成モデルより、大きい影響を及ぼす。*t<sub>ij</sub>-sand model*では、*Drucker-Prager*モデルより大きいせん断ひずみとせん断力が発生し、より安全側に設計できると考えられる。さらに、*t<sub>ij</sub>-sand model*は地盤の体積圧縮などダイレイタンス特性が表現できる。*AFD model*は、部材強度の軸力依存性および繰り返し载荷による曲げ剛性の低下を考慮することができる。本研究においても、地震時の鉄筋とコンクリートの応力～ひずみ関係により厳密に部材の劣化が表現できており、*tri-liner model*と比べて、地震時の覆工の力学挙動を把握するには、より適したモデルだと言える。

第4章では、幅10m、土被り1.5mの同じ施工条件を満たすように設計されたアーチカルバートとボックスカルバートについて、レベル2地震動に対する動的解析を行い、両者の耐震安定性について比較検討を行った。

ボックスカルバートはアーチカルバートに比べて部材が厚く、覆工の剛性が高いため、その頂版は梁のような効果を発揮して上部地盤の荷重に耐える。これに対して、相対的に柔らかいアーチカルバートは、地盤に追随する形で変形し、その変形により上部地盤の荷重に抵抗する。また、アーチカルバートは振動エネルギーを周辺地盤に逸散させ、構造物の被害を低減できる。振動後、ボックスカルバートに比べて、アーチカルバートは覆工底部に発生する地盤応力、左右脚部間の鉛直応力の差、および相対変位が小さい。さらに、ボックスカルバート盛土では、地表面で大きい不同沈下が見られ、アーチカルバートのほうが、力学的に優れた構造形式であり、地震後の復旧への対応もより容易になると言える。

第5章では、多ユニットアーチカルバートおよび3連式アーチカルバートを含む盛土を対象とし、レベル2地震動に対する耐震安定性を検討した。

多ユニット化することにより、盛土構造物の見かけ単位体積重量はシングルアーチカルバート盛土より小さくなる。その影響により、ユニット間における地盤要素では土被り荷重より小さい地盤応力が生じ、ユニット間地盤の水平変位が大きくなる。また、多ユニット化により、カルバートのボルト部とインバート部の相対水平変位および構造物の変形が大きくなる。さらに、ユニット間隔が狭くなるほど、ユニット間地盤要素において、応答加速度と主応力に対するせん断力は大きくなり、鉛直変位は小さく

なるが、その差異は顕著でない。すなわち、ユニット間隔が多ユニットアーチカルバート盛土の安定性におよぼす影響は小さいため、施工可能な範囲でユニット間隔を狭くしてもよいと言える。

3 連式アーチカルバートは、構造物の巨大化により、シングルアーチカルバートより動きにくくなる。これにより、覆工周辺の地盤要素に生じるせん断ひずみおよび体積ひずみは、シングルアーチカルバートより小さくなり、コンクリートの最大ひずみおよび応力、鉄筋のひずみなども若干減少する。さらに、3 連式アーチカルバートでは、地震後脚部に発生する地盤応力が大きく増加する。中央壁の端部では、鉄筋の降伏が見られ、鉄筋の補強などが必要となる。

最後に、今後の課題を以下に示す。

- ① 本研究では、アーチカルバートは一体型の構造としてモデル化し、検討を行った。しかしながら、実現場でのアーチカルバートは各プレキャスト部材を接合したものであり、継ぎ手部はボルトや PC 鋼線により結合されている。継ぎ手部の結合状況はアーチカルバートの挙動に大きい影響を及ぼすと考えられるが、単純にモデル化した本解析だけでは実現場でのアーチカルバート挙動の評価には不十分である。以上により、継ぎ手を考慮したアーチカルバートモデルの開発が望ましい。
- ② アーチカルバートを含む盛土の構造は、トンネル縦断および横断断面に対して異なる形状をしているため、例えば発生した地震レベルが同一であっても加振方向によって挙動が異なってくる。この原因として、プレキャストアーチカルバートを含む盛土の耐震性を総合的に評価するためには、縦断方向を含めた耐震安定性の検討が必要不可欠である。

## 参考文献

- 1) 日経コンストラクション, pp. 30-35, 2006 - 10.
- 2) 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 鮫島竜一, 岩崎喬夫, 河野 定: プレキャストトンネル構造の力学的安定に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 708 / III-59, pp. 25-40, 2002.
- 3) 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 鮫島竜一: アーチプレキャストトンネルをモデル化したトンネル模型実験, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 1943-1944, 2001.
- 4) Adachi, T., Kimura, M., Kishida, K. and Samejima, R.: Experimental study on stability of the pre-cast concrete tunnel, *Modern Tunneling Science and Technology*, Adachi et al. (eds), Swets & Zeitlinger, pp. 985-990, 2001.
- 5) 川内啓輔, 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔: カルバートに作用する鉛直土圧に関する実験的検討, 土木学会平成 14 年度関西支部年次学術講演会講演概要, III-59-1~III-59-2, 2002.
- 6) 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 川内啓輔: アーチカルバートの基礎処理幅に関する検討, 土木学会第 57 回 年次学術講演会講演集, pp. 569-570, 2002.
- 7) 木村 亮, 岸田 潔, 三浦真一, 菊本 統, 林 芳樹: 部材強度の軸力依存性を考慮した多連式アーチカルバートの地震応答解析, 第 39 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1693-1694, 2004.
- 8) 大野春雄, 荏本孝久: 都市型震害に学ぶ市民工学, 山海堂出版, 1995.
- 9) 土木学会: 土木学会阪神大震災震災調査第二次報告会資料, 1995.
- 10) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言「第一次提言」, 1995.
- 11) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言「第二次提言」, 1996.
- 12) 土木学会: 土木構造物の耐震基準等に関する提言「第二次提言」・解説, 1996.
- 13) 土木学会: 土木構造物の耐震設計入門, 2001.
- 14) ケイコン株式会社: アーチカルバートカタログ.
- 15) モジュラーチ工法協会: Modularch 技術マニュアル, 2002.

- 16) 財団法人先端建設技術センター：テクスパン工法設計施工マニュアル (案), 1998.
- 17) モジュラーチ工法協会:MODULARCH～人と自然を結ぶアーチシステム (CD-ROM), 2003.
- 18) 財団法人土木研究センター：モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会 報告書  
〔概要〕, 1996.
- 19) 財団法人土木研究センター:モジュラーチ工法の耐震性に関する研究委員会 (その 2) 報告書, 1997.
- 20) 熊田哲規, 高橋裕輔, 北林孝顕, 堀田三成, 大井 純, 小泉 淳:テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験 (その 1), 土木学会第 50 回 年次学術講演会講演集, pp. 1112-1113, 1995.
- 21) 高橋裕輔, 北林孝顕, 熊田哲規, 堀田三成, 大井 純, 小泉 淳:テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験 (その 2), 土木学会第 50 回 年次学術講演会講演集, pp. 1114-1115, 1995.
- 22) 篠原洋輔, 町田能章, 高橋裕輔, 小泉 淳:テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験について (その 3)～2 次元有限要素法によるトンネル横断方向の解析について～, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演集, pp. 166-167, 1996.
- 23) 町田能章, 高橋裕輔, 野間恭子, 小泉 淳:テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験について (その 4)～トンネル縦断方向の連結の必要性について～, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演集, pp. 168-169, 1996.
- 24) 豊田浩史, 高貝 真:テールアルメ盛土中における 3 ヒンジアーチの動的挙動, 土木学会論文集, No.624/ III-47, pp. 255-266, 1999.
- 25) 松山晃三, 小野由博, 清原勝司, 佐伯宗大, 大村宏幸, 藤田亮一:連続多分割式アーチシステムの地震時挙動特性に関する検討, 土木学会第 55 回年次学術講演会講演集, pp. 132-133, 2000.
- 26) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.3, pp. 72-92, 2002.

- 27) Drucker D.C. and Prager W. : Soil Mechanics and Plasticity Analysis in Limit Design, *Quart. Appl. Math.*, No. 10, pp. 157-162, 1952.
- 28) Nakai, T. and Matsuoka, H. : A Generalized Elastoplastic Constitutive Model for Clay in Three-Dimensional Stresses, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp. 81-98, 1986.
- 29) Nakai, T. : An Isotropic Hardening Elastoplastic Model for Sand Considering the Stress path Dependency in Three-Dimensional Stresses, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp. 119-137, 1989.
- 30) N 値の話編集委員会 : 改訂 N 値の話, 理工図書出版, 2004.
- 31) 社団法人地盤工学会 : 地盤・基礎構造物の耐震設計, 丸善出版, 2001.
- 32) 土木学会地盤工学委員会 : 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案), 2001.
- 33) Lai, S-S., Will, G. T. and Otani, S : Model for inelastic biaxial bending of concrete member, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 110 (11), pp. 2568-1584, 1984.
- 34) Li, K. N. and Kubo, T. : Analysis of circular RC member in MS/fiber model, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Hiroshima St.*, II, AIJ, 1999.
- 35) ジオスター株式会社: 東北新幹線牛鍵トンネル工事 モジュラーチ工法, 2006. (CD-ROM)
- 36) 財団法人防災研究協会 : モジュラーチの設計に関する実験的検討 (その 3) 報告書, 2001.
- 37) Naylor, D. J., Simpson, B., Pande, G. N. and Tabb, R. : 地盤工学における有限要素法 (稲田, 赤石翻訳), 鹿島出版会, pp. 32-45, 1987.
- 38) 財団法人鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, 1999.
- 39) 財団法人鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版, 1997.
- 40) 社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2002.
- 41) 社団法人日本道路協会:道路土工 - カルバート工指針, 丸善出版, 1999.
- 42) 社団法人地盤工学会 : 地盤の動的解析 - 基礎理論から応用まで -, 丸善出版, 2007.

## 謝 辞

本論文は筆者が京都大学大学院 博士後期課程在学中に取り込んだ研究の成果を取りまとめたものです。本研究を行うにあたり、多くの先生方、先輩、友人、後輩から御指導と御支援を頂きました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 木村 亮 先生には、始終熱心にかつ厳しくご指導をして頂きました。先生には、研究に対する姿勢のみならず人生に対する考え方も教えて頂きました。また、様々な学会および現場見学などに参加する機会を与えてくださり、貴重な体験をさせて頂きました。先生の研究、教育姿勢を模範として今後精進してまいります。ここに、感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

京都大学教授 田村 武 先生には、本論文の審査をして頂き、貴重なアドバイスを頂きました。心より深く感謝いたします。

京都大学教授 大津宏康 先生には、本論文の審査をして頂き、懇切丁寧な御指導を頂きました。ここに、深く感謝いたします。

京都大学准教授 岸田 潔 先生には、研究全般にわたって、常に厳しいご指導をいただくとともに、論文作成に関して懇切丁寧なご教示を頂きました。ここに、感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

名古屋工業大学教授 張 峰 先生には、数値解析を実施するにあたり懇切丁寧な御指導を賜りました。また、いつも暖かい御励ましのお言葉を頂きました。心より感謝いたします。

菊本 統 先輩（現名古屋工業大学 助教）には、数値解析に関して基礎からご指導頂きました。磯部公一 先輩（現長岡技術科学大学 助教）には、研究に対する様々なことに関する御助言を頂きました。誠にありがとうございました。崔 瑛 氏には、共同で研究することも多く、多大なご助力、ご助言を頂き、心より感謝致します。段野孝一郎 氏には、数値解析に関する貴重なご意見を頂きました。その他にも、日夜議論を交わし切磋琢磨しながら励ましあった木村研究室の学生諸氏に深く感謝いたします。筆者の研究活動は、皆様の暖かいご支援によって支えられてきました。本当にありがとうございました。

最後になりましたが、長年に渡った私の研究活動を理解と援助を与えてくれた両親と弟に心より深く感謝致します。